

Untersuchungen zum Brandverhalten von Flachdecken mit Freier Spanngliedlage

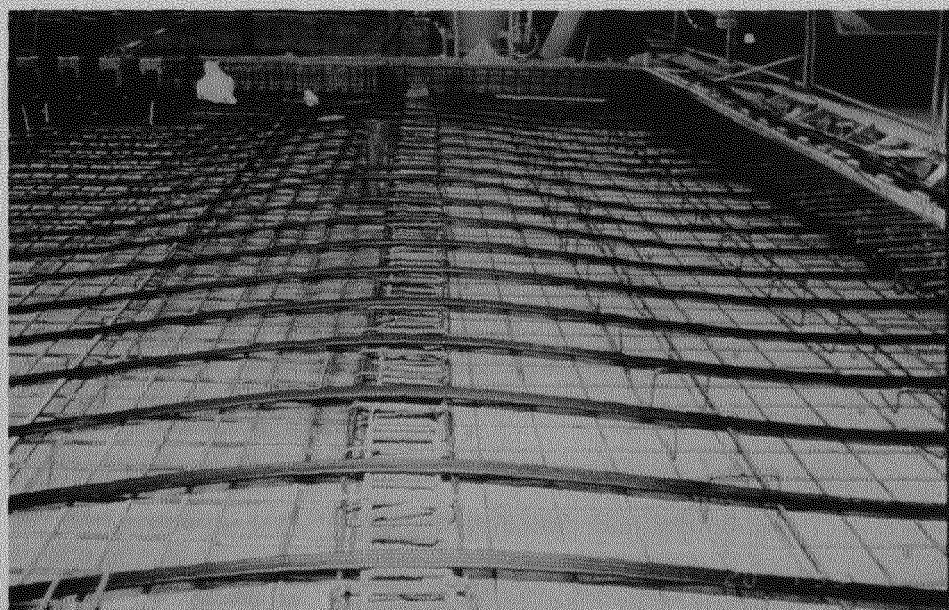
Bericht erstattet von

Univ.-Prof. Dr.-Ing. H. Falkner

Univ.-Prof. em. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. K. Kordina

Dipl.-Ing. D. Gerritzen

BIBLIOTHEK
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
der Technischen Universität Braunschweig
Berliner Strasse 52
D-38106 Braunschweig



Mai 2002

Inhaltsverzeichnis

1.	Einleitung	1
2.	Begleitversuche	2
2.1	Wirksamkeit des Korrosionsschutzsystems nach einer Brandbeanspruchung	2
2.1.1	Verwendete Materialien	3
2.1.2	Versuchsaufbau und – Durchführung	5
2.1.3	V Versuchsergebnisse	9
2.1.3.1	Proben 100 ° C Maximaltemperatur	9
2.1.3.2	Proben 200 ° C Maximaltemperatur	11
2.1.3.3	Proben 300 ° C Maximaltemperatur	12
2.1.4	Diskussion der Versuchsergebnisse	15
2.2	Verhalten der verwendeten Baustoffe bei erhöhter Temperatur	16
2.2.1	Verformungs- und Festigkeitsverhalten eines St 1570/1770 bei erhöhten Temperaturen	17
2.2.2	Restfestigkeiten eines St 1570/1770 nach vorheriger Temperaturbeanspruchung	22
2.2.2.1	Versuchsdurchführung	23
2.2.2.2	Versuchsergebnisse	27
2.2.3	Verformungs- und Festigkeitsverhalten des Betonstahls bei erhöhter Temperatur	29
2.2.4	Verbundverhalten des Betonstahls bei erhöhter Temperatur	31
2.2.5	Verformungs- und Festigkeitsverhalten des Betons bei erhöhter Temperatur	35
2.3	Untersuchungen zum thermischen Verhalten des Fettes	39

3.	Bauteilversuche	42
3.1	Versuchsplanung und Vorbereitung	43
3.1.1	Bemessung und Prüfkörper	46
3.1.2	Baustoffe	48
3.1.3	Temperaturmeßquerschnitte	50
3.1.4	Lagerung und Trocknung	52
3.2	Versuchsaufbau und – Durchführung	53
3.2.1	Brandraum und Beheizung	53
3.2.2	Einbau, Belastung und Vorspannung der Prüfkörper	54
3.2.3	Meßprogramm	56
3.2.3.1	Messung der Brandraumtemperatur	56
3.2.3.2	Messung der Temperatur der Spannglieder und der schlaffen Bewehrung	57
3.2.3.3	Messung der Betontemperaturen	58
3.2.3.4	Messung der Vorspannkraft	58
3.2.3.5	Messung der Vertikalverformung	59
3.2.3.6	Sonstige Beobachtungen	59
3.3	Versuchsergebnisse	60
3.3.1	Brandraumtemperatur	60
3.3.2	Feuchtigkeitsgehalt der Prüfkörper	60
3.3.3	Temperatur der Spannglieder	60
3.3.4	Temperatur der schlaffen Bewehrung	62
3.3.5	Betontemperaturen	63
3.3.6	Vorspannkräfte	64
3.3.7	Prüfkörperverformungen	65
3.3.8	Sonstige Beobachtungen	69

3.4	Diskussion der Versuchsergebnisse	70
3.4.1	Trag- und Verformungsverhalten während der Brandbeanspruchung	70
3.4.2	Trag- und Verformungsverhalten nach der Brandbeanspruchung	75
3.4.3	Schlußfolgerungen	76
4.	Zusammenfassung	80
4.1	Begleitversuche	80
4.1.1	Verformungs- und Festigkeitsverhalten des Spann- und Bewehrungsstahls bei erhöhter Temperatur	80
4.1.2	Verbundverhalten des Betonstahls bei erhöhter Temperatur	81
4.1.3	Verformungs- und Festigkeitsverhalten des Betons bei erhöhter Temperatur	81
4.1.4	Restfestigkeiten des Spannstahls nach vorheriger Temperaturbeanspruchung	81
4.1.5	Untersuchung zur Wirkung des Korrosionsschutzsystems nach einer Brandbeanspruchung	81
4.2	Bauteilversuche	82
4.2.1	Untersuchungen des Trag- und Verformungsverhaltens während einer Brandbeanspruchung	82
4.2.2	Untersuchungen des Trag- und Verformungsverhaltens nach einer Brandbeanspruchung	82
5.	Literatur	84

1 Einleitung

Flachdecken mit freier Spanngliedlage sind in Abweichung zu herkömmlich vorgespannten Flachdecken dadurch gekennzeichnet, dass die Vorspannung eine rein zusätzliche Vorspannung zur Sicherstellung der Gebrauchstauglichkeit ist. Die Flachdecken sind als Stahlbetonlösung anzusehen und werden auch im Bruchzustand als solche nachgewiesen, d.h. ohne Ansatz der Vorspannung. Die Umlenkkräfte aus Vorspannung werden nur bei den entsprechenden Gebrauchstauglichkeitsnachweisen angesetzt.

Durch diese „Philosophie“ ist es in Österreich heute möglich, die Vorspannarbeiten auch von kleinen Baufirmen ausführen zu lassen, da die Vorspannung nicht zur Erfüllung der Tragsicherheit herangezogen wird. Die Flachdecken mit freier Spanngliedlage, die in Planung und Ausführung kaum aufwendiger sind als eine reine Stahlbetonlösung, weisen jedoch im Vergleich dazu folgende Vorteile auf.

- Schlankere Abmessungen, bzw. größere Spannweiten
- Keine Überhöhung der Schalung für das Herstellen der Flachdecken
- Geringere nachträgliche Verformung mit beachtlichen Vorteilen für den Ausbau
- Geringere bzw. keine Rissbildung
- Insgesamt durch „freie Spanngliedlage“ sehr geringer Einbauaufwand der Spannglieder

In dieser Arbeit steht die Frage im Vordergrund, inwieweit diese Flachdecken noch nach einer Brandbeanspruchung nachnutzbar sind. Dabei wird das Trag- und Verformungsverhalten während und nach einer Brandbeanspruchung untersucht. Die Beeinträchtigung des Korrosionsschutzsystems der Spannglieder durch Temperatureinwirkung zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit nach einem Brand wird behandelt.

Zusätzlich wurden, um eine genaue Analyse des Trag- und Verformungsverhaltens möglich zu machen, Ergebnisse zum thermomechanischen Materialverhalten des Spannstahls St 1570/1770, des Bewehrungsstahls, des Betons und zum temperaturabhängigen Verbundverhalten zwischen Stahl und Beton zusammengetragen. Es wurden Untersuchungen zu den Restfestigkeiten eines St 1570/1770 nach einer Brandbeanspruchung vorgenommen.

2 Begleitversuche

In dieser Forschungsarbeit ist zwischen zwei Versuchsabschnitten zu unterscheiden. Es ist einmal das Trag- und Verformungsverhalten einer Flachdecke mit freier Spanngliedlage während und nach einer Brandbeanspruchung untersucht worden. Dazu wurden Bauteilversuche unternommen, wie sie in Kapitel 3 eingehend beschrieben sind.

Des weiteren ist die Nachnutzbarkeit einer Flachdecke mit freier Spanngliedlagerung nach einer Brandbeanspruchung untersucht worden. Unter anderem ist in Begleitversuchen die durch eine Brandbeanspruchung hervorgerufene Veränderung und die noch vorhandene Wirksamkeit des Korrosionsschutzsystems der verbundlosen vorgespannten Spannglieder nach einer Brandbeanspruchung geprüft worden.

Zusätzlich wurden Begleitversuche durchgeführt, die zur genauen Analyse des Trag- und Verformungsverhaltens einer Flachdecke mit freier Spanngliedlage während und nach einer Brandbeanspruchung erforderlich sind. Zur Klärung des Einflusses der nicht im Bruchsicherheitsnachweis angerechneten Vorspannung wurden Untersuchungen zur Restfestigkeit des Spannstahls ST 1570/1770 nach einer Brandbeanspruchung unternommen. Zusätzlich wurden Ergebnisse zum temperaturabhängigen Verformungs- und Festigkeitsverhalten des Spannstahls, Bewehrungsstahls und Betons sowie zum temperaturabhängigen Verbundverhalten von Stahl und Beton aus der Literatur zusammengetragen.

2.1 Wirksamkeit des Korrosionsschutzsystems nach einer Brandbeanspruchung

Zur Klärung der Frage, inwieweit eine solche Flachdecke noch nach einer bestimmten Brandbeanspruchung nachnutzbar ist, und wie groß der erforderliche Sanierungsaufwand sein wird, ist es vor allem wichtig einschätzen zu können, wie lange die Gebrauchstauglichkeit einer solchen Flachdecke, womit hier in erster Linie die Beherrschung der Durchbiegungen gemeint ist, noch gewährleistet werden kann. Da zur Einhaltung der Durchbiegungen in erster Linie die freiverlegten verbundlosen Spannglieder zu betrachten sind, ist die Beurteilung der noch vorhandenen Wirksamkeit des Korrosionsschutzsystems von besondere Bedeutung. Mit dieser Einschätzung können Prognosen gemacht werden, wie lange die brandbeanspruchten Spannglieder noch ihre Tragfunktion erfüllen können.

2.1.1 Verwendete Materialien

Zur Prüfung der noch vorhandenen Wirksamkeit des Korrosionsschutzsystems nach einer Brandbeanspruchung wurden Probekörper hergestellt, die möglichst genau die reale Lage der Spannglieder in einer Flachdecke mit freier Spanngliedlage widerspiegeln. In Bild 2.1 ist dieser Probekörper schematisch dargestellt. Die genaue Bewehrungsführung und Verlegung der Spannglieder kann den Bildern A 1 bis A 5 im Anhang entnommen werden.

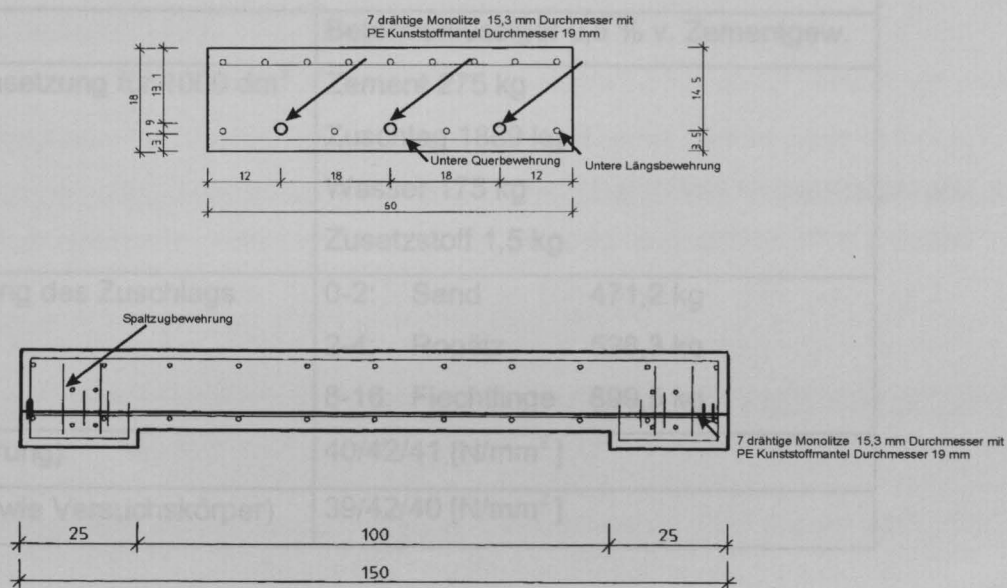


Bild 2.1: schematische Darstellung des Versuchskörpers V 1

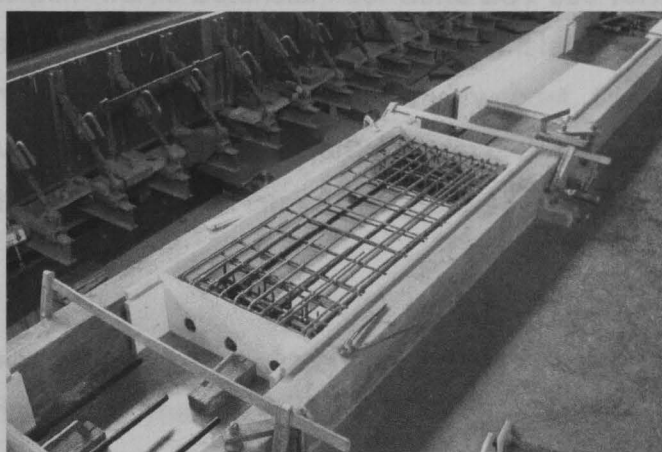


Bild 2.2: verlegter Bewehrungsstahl im Probekörper V 1

In Bild 2.2 ist die verlegte Bewehrung und der Spannstahl ersichtlich.

Zur Herstellung der Versuchskörper wurde ein Beton B 35 verwendet. Die Zusammensetzung des Betons ist aus der Tab 2.1 ersichtlich. Die Sieblinie des Zuschlags ist im Anhang in Bild A .6 zu finden.

Festigkeitsklasse	0,64
W/z – Wert	0,64
Zementart und Festigkeitsklasse	CEM 42,5
Zuschlagart	Sand, Kies, Split
Sieblinienbereich	A/B 0/16
Zusatzmittel	Betonverflüssiger 0,5 % v. Zementgew.
Betonzusammensetzung für 1000 dm ³	Zement 275 kg Zuschlag 1889 kg Wasser 175 kg Zusatzstoff 1,5 kg
Zusammensetzung des Zuschlags	0-2: Sand 471,2 kg 2-4: Rogätz 528,3 kg 8-16: Flechtlinge 899,5 kg
β_w 28 (Normlagerung)	40/42/41 [N/mm ²]
β_w 28 (Lagerung wie Versuchskörper)	39/42/40 [N/mm ²]

Tab 2.1: Zusammensetzung des in V 1 verwendeten Betons

In den Versuchskörpern wurde Betonstahl der Sorte BST 500 verwendet. Es wurden pro Versuchskörper drei 7 drahtige Monolitzen des Spannstahls ST 1570/1770 mit einem Durchmesser von 15,3 mm der Firma SUSPA verwendet. Diese Litzen weisen einen Nennquerschnitt von 140 mm² auf. Sie waren wie im Gebrauchszustand üblich auf 70 % ihrer Zugfestigkeit β_z bzw. auf 80 % ihrer Streckgrenze β_s vorgespannt. Die Vorspannkraft betrug 173 kN.

Das Korrosionsschutzsystem der Monolitzen besteht aus einem aufextrudierten Kunststoffrohr (primärer Korrosionsschutz) aus Polyäthylen oder Polypropylen. Das die Monolitze umgebende Hüllrohr hat einen Durchmesser von 19 mm. Zwischen Monolitze und PE-Mantel befindet sich noch ein Schutzfett (sekundärer Korrosionsschutz). Dabei werden von den für die Firma SUSPA arbeitenden Litzenherstellern entweder das „Texaco Lithac 142 MP“ oder das „Nontribos“ verwendet. In der Tabelle 2.2 sind die physikalischen und mechanischen Eigenschaften dieser beiden Fette angegeben.

einstellten. Es sollten jeweils bei einem Versuchskörper am Spannglied 100 ° C, 200° C und 300 ° C erreicht werden. Wie sich die Temperatur über der Zeit entwickelte und gehalten werden konnte geht aus den Bildern 2.5 bis 2.7 hervor. Es wurde angestrebt, die definierte Temperatur eine halbe Stunde konstant zu halten.

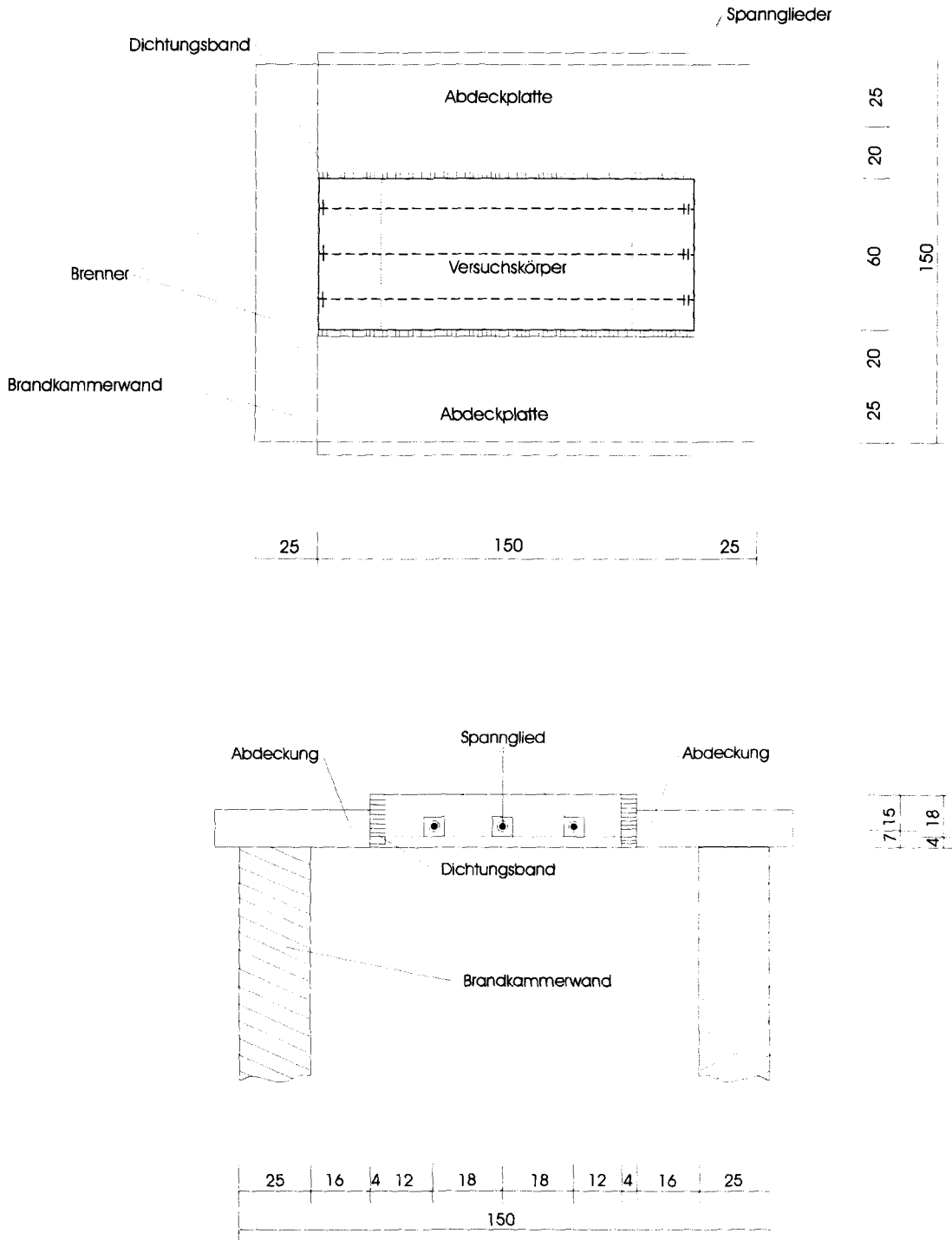


Bild 2.4: Ofen für Begleitversuch

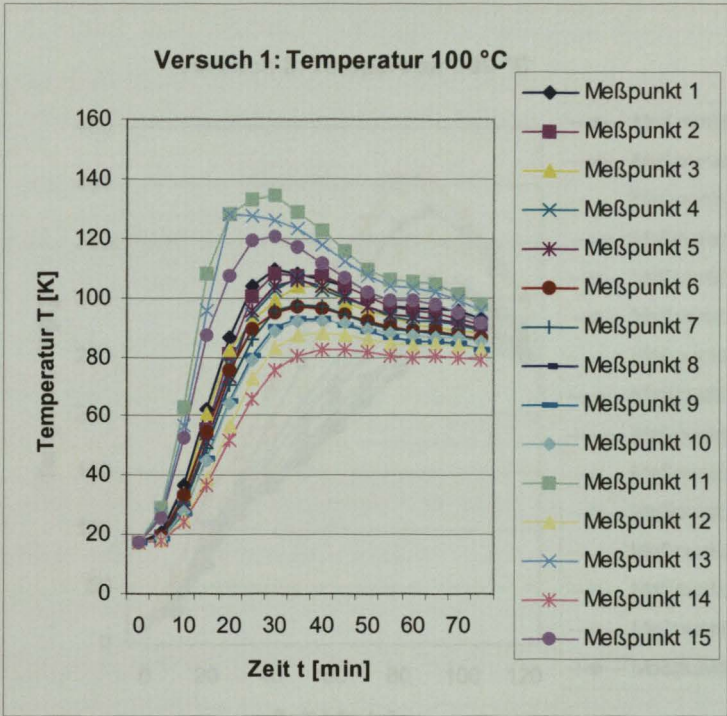


Bild 2.5: Temperaturentwicklung am Spannstahl in Versuchskörper 1 (Ziel 100 °C)

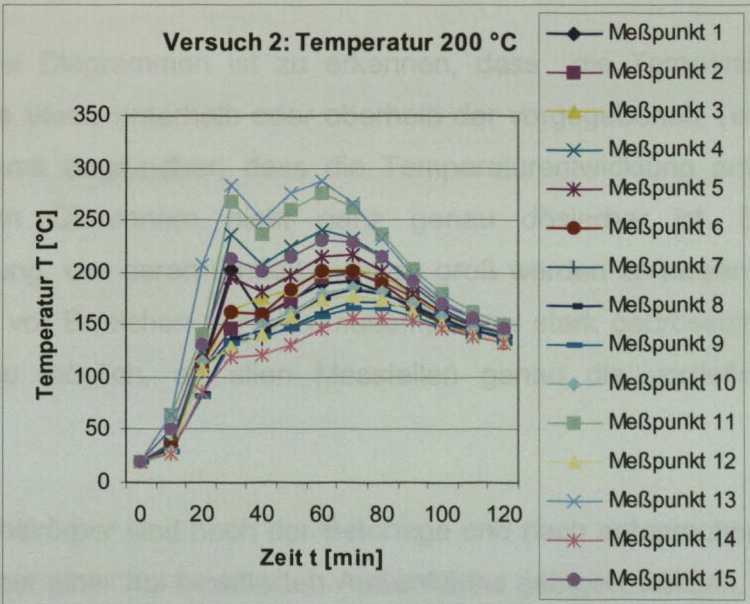


Bild 2.6: Temperaturentwicklung am Spannstahl in Versuchskörper 2 (Ziel 200 °C)

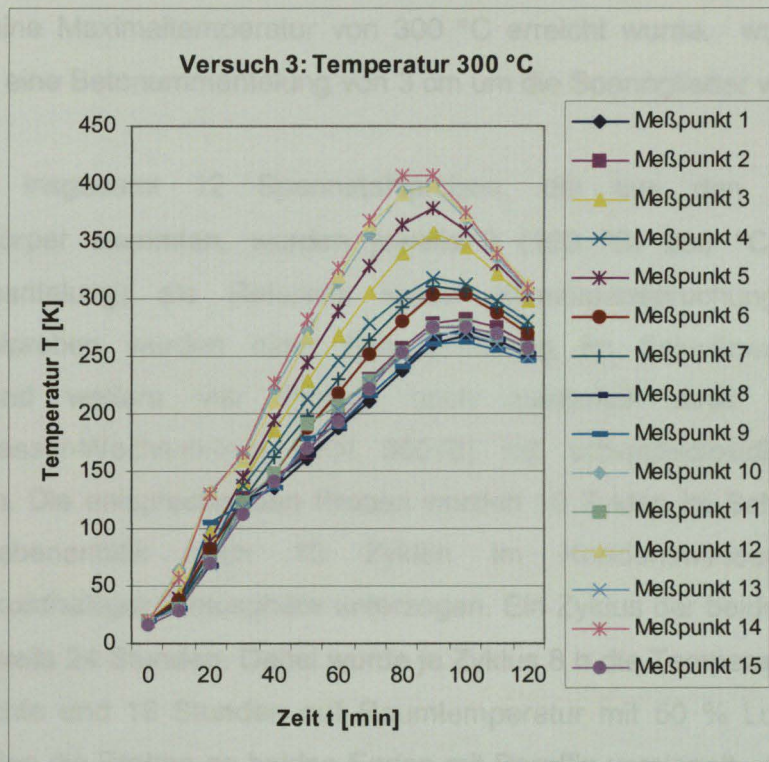


Bild 2.7: Temperaturentwicklung am Spannstahl in Versuchskörper 3 und 4 (Ziel 300 °C)

In allen drei Diagrammen ist zu erkennen, dass die Temperaturen am Spannstahl stellenweise etwas unterhalb oder oberhalb der vorgegebenen Temperaturmarke lagen. Dies ist damit begründbar, dass die Temperaturentwicklung am Spannstahl mit den verwendeten Ölbrennern nicht ganz genau dosierbar ist. Es kommt zu einer Nachwärmung. Um deren Einfluß nicht zu groß werden zu lassen, müssen die Brenner schon weit vor Erreichen der Maximaltemperatur stark gedrosselt werden. Es ist somit nicht genau möglich, an allen Messtellen genau die vordefinierte Temperatur zu erreichen.

Die Versuchskörper sind nach der Betonage und nach entsprechender Nachbehandlung ein Monat auf einer frei bewitterten Außenfläche gelagert worden. Sie waren durch eine Abdeckung vor Feuchtigkeit geschützt und der in diesen Monaten relativ starken Sonneneinstrahlung ausgesetzt. Danach wurden sie noch einen Monat im Innenraum mit einem annähernden Normklima von 20/65 gelagert.

Nachdem die Versuchskörper den Brandbeanspruchungen unterzogen worden sind, wurden drei Versuchskörper V1 so zerschnitten, dass die Spannglieder mit den Hüllrohren komplett vom umgebenden Beton abgelöst werden konnten. Ein Probekörper,

bei dem eine Maximaltemperatur von 300 °C erreicht wurde, wurde so zerschnitten, dass noch eine Betonummantelung von 3 cm um die Spannglieder verblieb.

Von den insgesamt 12 Spannstahlproben, die aus den Mittelbereichen der Versuchskörper stammten, wurden jeweils 3 (100 °C, 200 °C und 300 °C ohne Betonummantelung) als Referenz keiner Klimabeanspruchung unterzogen. Vier Spannstahlproben wurden einer Beanspruchung im Schwitzwasser-Klimaten (DIN 50017) und weitere vier Proben noch zusätzlich einer Beanspruchung im Kondenswasser-Wechselklima (DIN 50018) mit schwefeldioxidhaltiger Atmosphäre unterzogen. Die entsprechenden Proben wurden 10 Zyklen im Schwitzwasser-Klimaten und gegebenenfalls noch 10 Zyklen im Kondenswasser-Wechselklima mit schwefeldioxidhaltiger Atmosphäre unterzogen. Ein Zyklus der beiden Beanspruchungen dauerte jeweils 24 Stunden. Dabei wurde je Zyklus 8 h die Temperatur auf 40 °C mit 100 % Luftfeuchte und 16 Stunden auf Raumtemperatur mit 50 % Luftfeuchte eingestellt. Zuvor wurden die Proben an beiden Enden mit Paraffin versiegelt, um ein Eindringen der wasserdampfgesättigten Luft über die Enden zu vermeiden.

2.1.3 Versuchsergebnisse

Die einzelnen, aus den Betonkörpern herausgeschnittenen Spannstahlproben wurden zunächst augenscheinlich untersucht. Danach wurden aus den einzelnen Spanngliedern kleine, etwa 1 cm lange Proben herausgeschnitten und mikroskopisch untersucht. So konnten auch Korrosionsansätze, die nicht mit bloßem Auge erkennbar waren, nachgewiesen werden. Des weiteren war es möglich, genau zu erkennen, wie stark die Korrosion fortgeschritten war.

2.1.3.1 Proben 100 °C Maximaltemperatur

Wie in Bild 2.8 ersichtlich wies der Kunststoffmantel des Spannstahls keine sichtbaren Veränderungen auf. Die Oberfläche war nach der Temperaturbeanspruchung glatt und rissfrei. Das vor Korrosion schützende Fett war noch zwischen Hüllrohr und Spannstahl vorhanden. Es war nicht von seiner ursprünglichen Erscheinungsform zu unterscheiden. Es wies eine glatte und salbige Konsistenz auf.

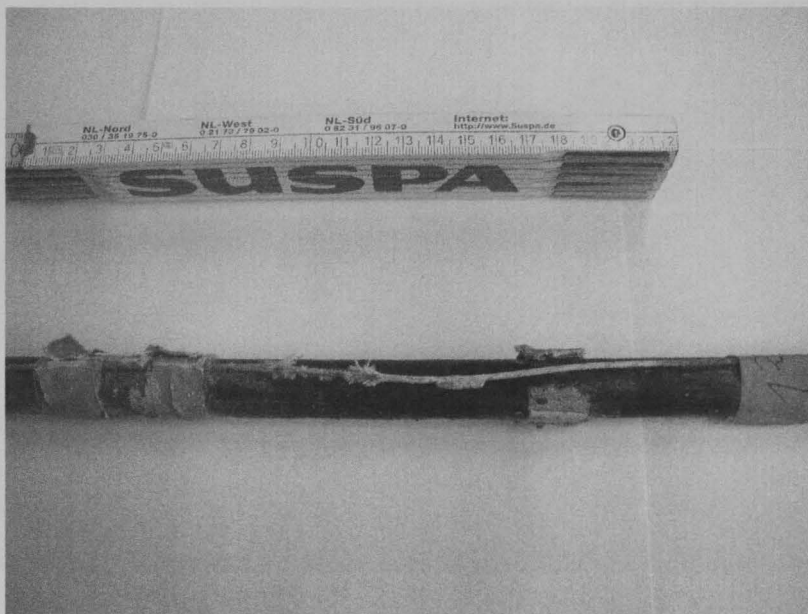


Bild 2.8: Ausgebautes Spannglied nach Temperaturbeanspruchung von 100 °C – Korrosionsschutzsystem ohne Beeinträchtigung

Während des Versuches war auch am Probekörper zu keiner Zeit ein Fett- oder auch Wasseraustritt zu beobachten.

Auch nach mehreren Beanspruchungszyklen im Schwitzwasserklimaten (DIN 50017) oder einer Beanspruchung im Kondenswasserwechselklima mit schwefeldioxidhaltiger Atmosphäre (DIN 50018) waren keinerlei Korrosionsansätze unter dem Mikroskop erkennbar.

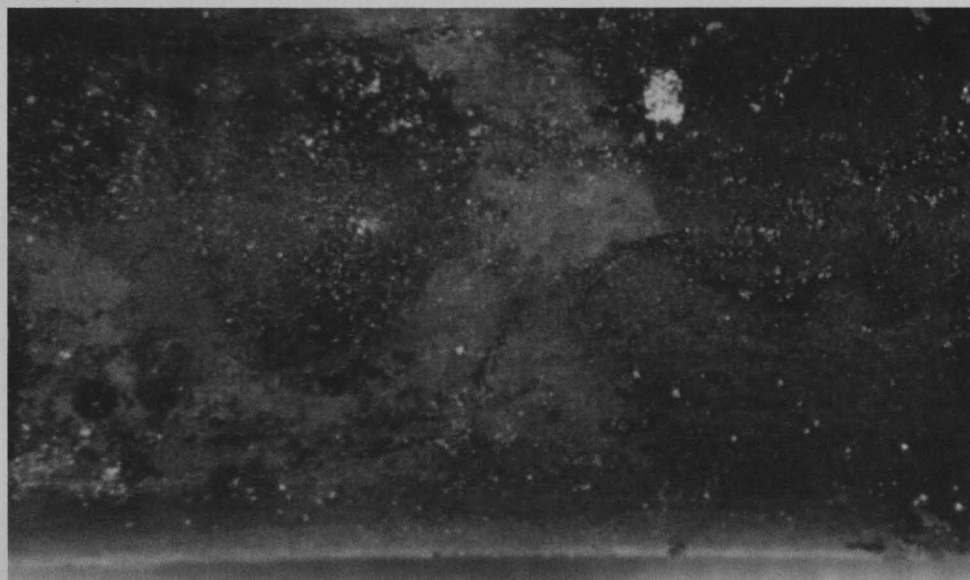


Bild 2.9: stark vergrößerte Aufnahme einer einzelnen Litze (100 °C), im Schwitzwasserklimaten beansprucht

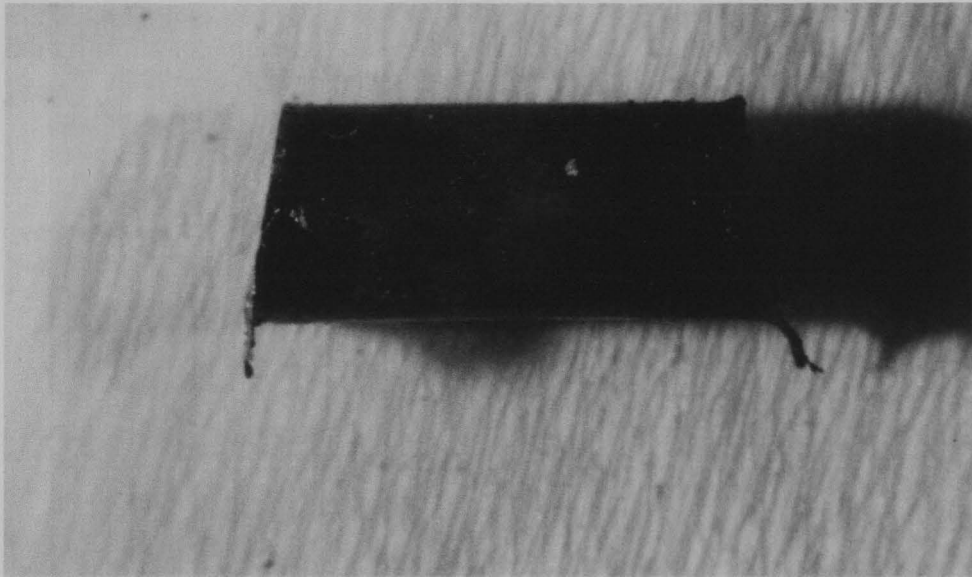


Bild 2.10: Mikroskopische Aufnahme der einzelnen Litze des im Schwitzwasserklimaten beanspruchten Spannstahls (100 °C)

2.1.3.2 Proben 200 °C Maximaltemperatur

Nach Ausbau dieser Proben war zu erkennen, dass der PE-Mantel eine poröse Erscheinung aufwies. Die spröde Oberfläche des PE-Mantels war aber noch komplett verschlossen (Bild 2.11). Es waren nur noch Überreste des Fettes zwischen Hüllrohr und Spannglied vorhanden. Diese waren stumpf und trocken.

2.1.3.3 Proben 300 °C Maximaltemperatur

Nach dem Ausbauen der Proben war zu erkennen, dass der PE-Mantel sehr porös war und an vielen Stellen große Löcher aufwies. An diesen Stellen war der PE-Mantel nach unten zusammengesackt, so dass der Spannstahl an manchen Stellen auf der Oberfläche ganz frei lag (siehe Bild 2.12). Fettreste waren noch nicht zu erkennen.

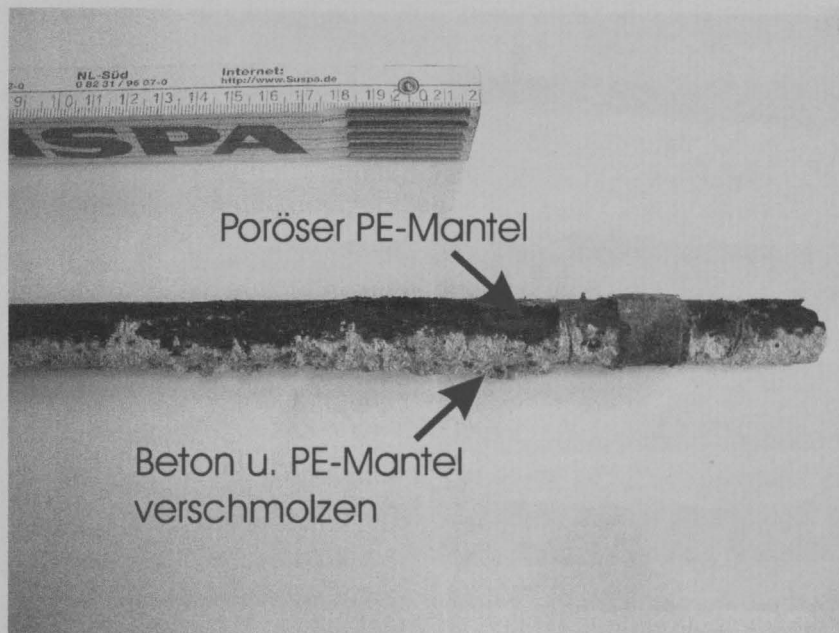


Bild 2.11: ausgebautes Spannglied nach Temperaturbeanspruchung von 200 °C – Fett weitgehend zersetzt, poröser PE-Mantel

Während des Versuches konnte beobachtet werden, dass es zu einer größeren Wasseransammlung an der Oberfläche der Versuchskörper kam, was auch in Bild A 9 zu erkennen ist. Das Wasser lief am Spannglied entlang und sammelte sich im Bereich der Ankerstellen, wo es vermehrt aus dem Probekörper austrat.

Bei diesen Spannstahlproben waren ebenfalls nach den Klimabeanspruchungen weder augenscheinlich noch durch mikroskopische Betrachtung Korrosionsspuren an den Spanngliedern zu erkennen.

2.1.3.3 Proben 300 °C Maximaltemperatur

Nach dem Ausbauen der Proben war zu erkennen, dass der PE-Mantel sehr porös war und an vielen Stellen große Löcher aufwies. An diesen Stellen war der PE-Mantel nach unten „zusammengesackt“, so dass der Spannstahl an weiten Stellen auf der Oberfläche ganz frei lag (siehe Bild 2.12). Fettüberreste waren nicht mehr zu erkennen.

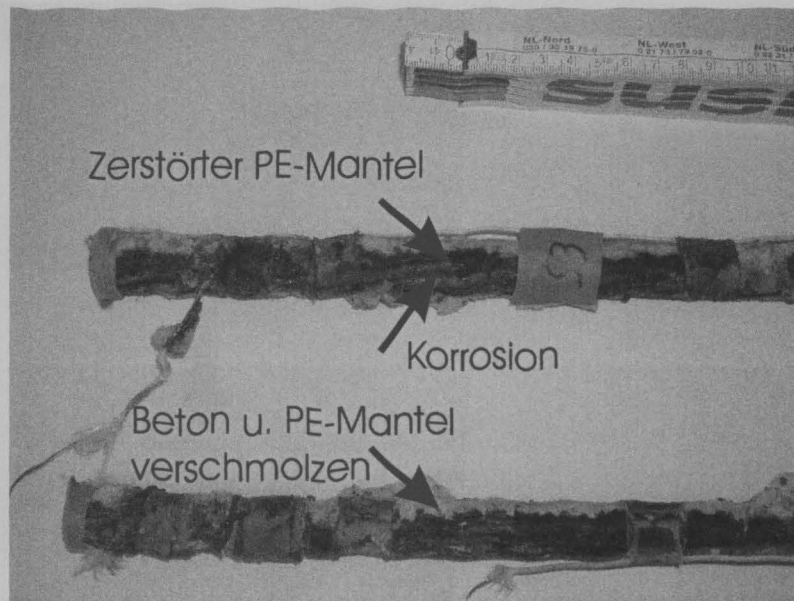


Bild 2.12: ausgebaute Spannglieder nach Temperaturbeanspruchung von 300 °C – PE-Mantel teilweise zerstört, Fett vollständig zersetzt.

Während des Versuchs war ebenfalls wieder ein starker Wasseraustritt an der Oberseite der Probekörper zu beobachten. Nach etwa 75 Minuten trat noch ein beginnender Fettaustritt an der Festankerseite der Spannglieder ein (Bild A 10).

Entscheidend ist, dass man nach den jeweiligen Klimabeanspruchungen schon augenscheinlich sehr starke Korrosionsspuren erkennen konnte, die bei dem in schwefeldioxidhaltiger Atmosphäre beanspruchten Spannstahl entsprechend stärker waren. Diese schon mit bloßem Auge erkennbaren Korrosionsspuren ließen sich natürlich auch unter dem Mikroskop als tief ins Stahlgefüge hineingewachsenen Rost erkennen. Die entsprechende Spannstahlprobe, die noch mit der Betonummantelung den Klimabeanspruchungen unterzogen wurde, zeigte dagegen fast keine Korrosionsspuren (Bild 2.15).

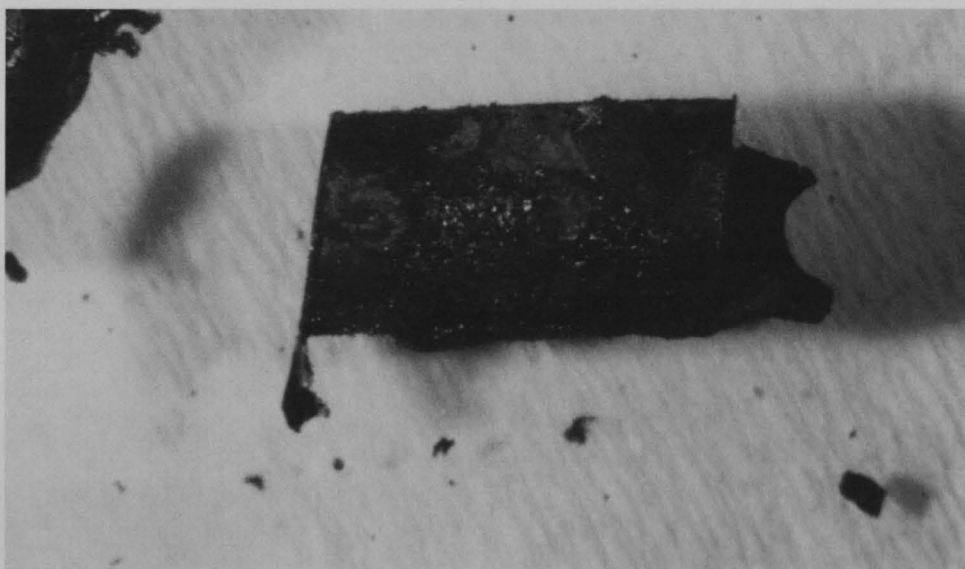


Bild 2.13: Aufnahme einer einzelnen Litze (300 °C), in schwefeldioxidhaltiger Atmosphäre beansprucht

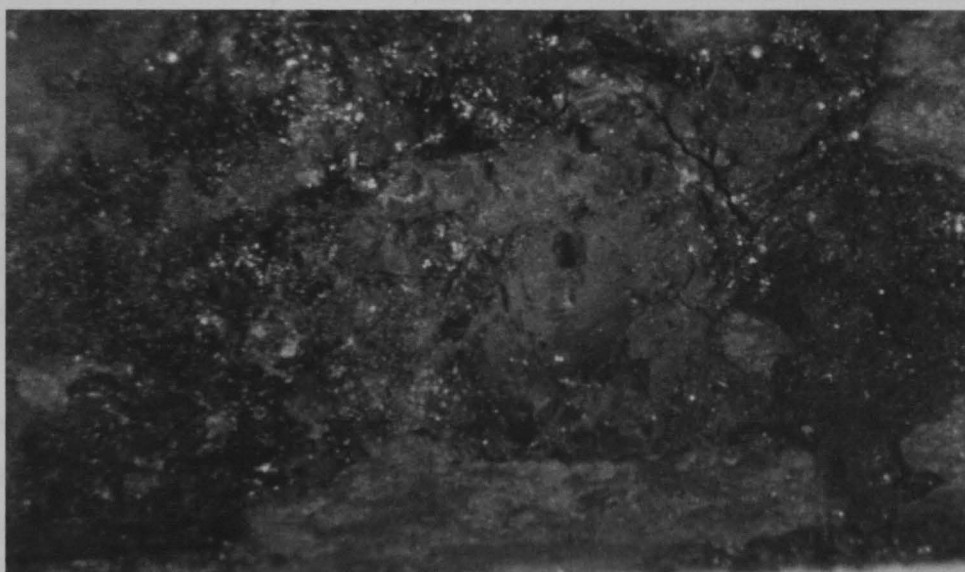


Bild 2.14: Mikroskopische Aufnahme der Korrosion des in schwefeldioxidhaltiger Atmosphäre beanspruchten Spannstahls (300 °C)

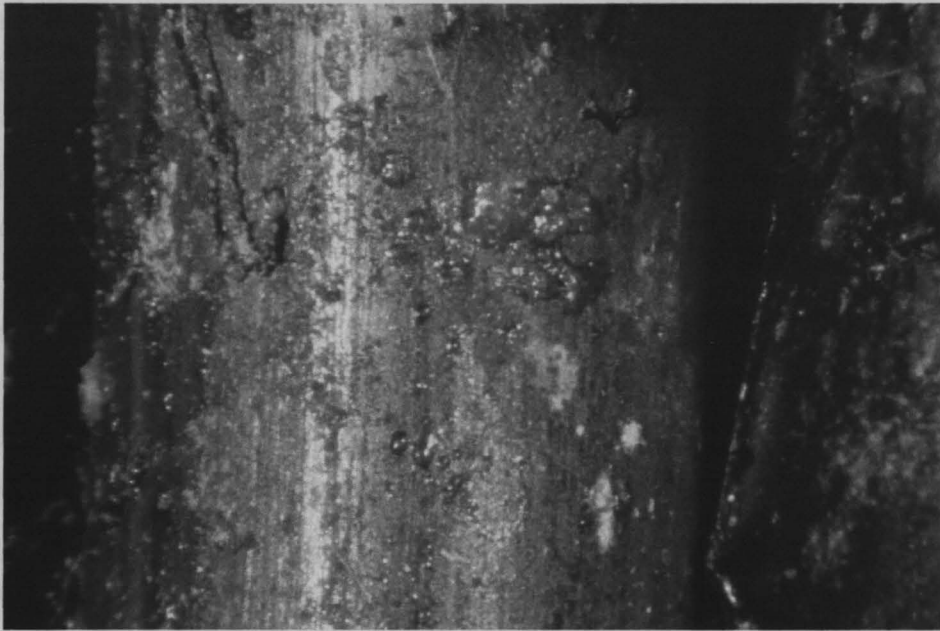


Bild 2.15: Mikroskopische Aufnahme der schwächeren Korrosion des in schwefeldioxidhaltiger Atmosphäre beanspruchten Spannstahls (300 °C) mit noch vorhandener Betonummantelung

2.1.4 Diskussion der Versuchsergebnisse

Aufgrund der Versuchsergebnisse kann davon ausgegangen werden, dass in Bereichen, in denen am Spannglied keine höheren Temperaturen als ca. 100 °C erreicht werden, das Korrosionsschutzsystem noch ohne Beeinträchtigung funktioniert.

In Bereichen, in denen maximale Temperaturen von 200 °C geherrscht haben, ist davon auszugehen, dass auch hier das Korrosionsschutzsystem noch weitgehend intakt ist, da es trotz des fehlenden Fettes auch in schwefeldioxidhaltiger Atmosphäre zu keinen Korrosionsspuren kam. Das bedeutet, dass in einem Bauteil, wo natürlich der gegebenenfalls auch gerissene Beton noch als zusätzlicher Korrosionsschutz vorhanden ist, eigentlich keine Korrosion am Spannstahl zu erwarten ist. Langfristig ist diese Aussage jedoch aufgrund des fehlenden, korrosionshemmenden Fettes zu relativieren.

Bei Spitzentemperaturen von 300 °C kann die Schlussfolgerung gezogen werden, dass das Korrosionsschutzsystem ohne den umhüllenden Beton praktisch keine Wirkung mehr hat. Es war erkennbar, dass die korrosionsfördernden Substanzen ungehindert den Stahl angreifen könnten. Der in einem realen Bauteil noch vorhandene, möglicherweise gerissene Beton hat jedoch mit seinem alkalischen Charakter noch eine gewisse korrosionshemmende Wirkung. Letztlich muß man aber sagen, dass Temperaturen über 300 °C eine vollständige Zerstörung des Korrosionsschutzsystems zur Folge haben, und man keine genauen Aussagen über die noch vorhandene Dauer der Tragwirkung des

Spannstahls machen kann. Zu bedenken ist aber auch, dass durch den Spannstahl bei Flachdecken mit freier Spanngliedlage nur die Gebrauchstauglichkeit und nicht die Tragsicherheit durch die Vorspannung sichergestellt wird. Aus dieser Sicht ist es von Seiten des Spannstahls durchaus noch verantwortbar, die brandbeanspruchten Flachdecken noch über einen gewissen Zeitraum zu nutzen.

Bei der nachträglichen Beurteilung der aufgetretenen Temperaturen ist es wichtig, das vorhandene Rissbild genau zu beachten. In den gerissenen Bereichen des Bauteils kann sich der Korrosionsschutz des Spanngliedes schneller und höher erwärmen. Es kann an diesen Stellen frühzeitig zu Verletzungen des Korrosionsschutzes kommen [10].

Des weiteren sei noch hinzugefügt, dass die Ergebnisse der Klimatests keine direkten Bezug zu den real möglichen Korrosionsbeschädigungen eines Spanngliedes haben. Es können nur mit Hilfe der Klimabeanspruchungen unterschiedliche Wirksamkeiten und Beschädigungen des Korrosionsschutzsystems herausgefunden werden. Allgemein kann man sagen, dass sich die Prüfung nach DIN 50017 zur Prüfung der Wirksamkeit bestimmter Korrosionsschutzmaßnahmen eignet, während sich die Prüfung nach DIN 50018 zum schnellen Herausfinden bestimmter Mängel eines Korrosionsschutzsystems anbietet [10].

2.2 Verhalten der verwendeten Baustoffe bei erhöhter Temperatur

Um das beobachtete Trag- und Verformungsverhalten aus den Bauteilversuchen während und nach einer Brandbeanspruchung interpretieren zu können, ist es notwendig, das temperaturabhängige Verhalten des Spann- und Bewehrungsstahls, des Betons und des temperaturabhängigen Verbundverhaltens des Bewehrungsstahls näher zu betrachten. Ebenso sind die Restfestigkeiten der verwendeten Stähle und des Betons sowie die Rest-Verbundfestigkeit nach einer Brandbeanspruchung von Bedeutung.

Die Restfestigkeit des Spannstahls ST 1570/1770 nach einer Brandbeanspruchung wurde im Rahmen dieser Forschungsarbeit unter Leitung von Prof. Falkner untersucht. Das temperaturabhängige Verhalten der verwendeten Spann- und Betonstähle sowie des Betons und des Verbundverhaltens wurde aus der Literatur übernommen.

2.2.1 Verformungs- und Festigkeitsverhalten eines ST 1570/1770 bei erhöhter Temperatur

Prof. Ruge hat während der Jahre 1978 bis 1986 im Rahmen des Sonderforschungsbereich 148 an der TU Braunschweig zahlreiche Untersuchungen zur Ermittlung der temperaturabhängigen Festigkeitseigenschaften sowie zum temperaturabhängigen Verformungsverhalten von Bau-, Beton- und Spannstählen unternommen. Die entsprechenden Ergebnisse zu den in unseren Versuchen verwendeten Beton- und Spannstählen können teilweise aus den Untersuchungen von Prof. Ruge zusammengetragen werden.

Die Ermittlung der temperaturabhängigen Festigkeitseigenschaften und des Verformungsverhaltens erfolgte im wesentlichen in instationären Kriech- und stationären Zugversuchen. Zur Ermittlung des temperaturabhängigen Verformungsverhaltens ist der Warmkriechversuch wesentlich besser geeignet als der Warmzugversuch. Der Warmkriechversuch spiegelt auf wesentlich realistischerer Weise die realen Verhältnisse der Beton- und Spannstähle während einer Brandbeanspruchung in einem Bauteil wieder. Denn das temperaturabhängige Festigkeits- und Verformungsverhalten ist durch bestimmte zeitabhängig ablaufende Vorgänge wie Erholung, Rekristallisation und Kriechen von der Belastungs- und Temperaturgeschichte abhängig. Diese kann für einen Normbrand gut mit dem Warmkriechversuch wiedergespiegelt werden.

Die genannten Effekte heben teilweise die Verfestigung des Spannstahls durch Kaltverformung wieder auf. Bei der Kaltverformung werden die im Kristallgitter gebundenen Atome umgelagert. Die Gleitung im atomaren Aufbau beginnt an den schwächsten Stellen, d.h. an Gitterfehlstellen. Es kommt zu Atomumlagerungen. Insbesondere Atome mit kleinen Atomradien lagern sich in den Fehlstellen an und behindern weiteres Gleiten. Es kommt zu einer Verfestigung des Spannstahls nach Überschreiten der Streckgrenze. Diese Verfestigung wird durch ein späteres Erwärmen des verfestigten Spannstahls durch zwei Effekte wieder teilweise aufgehoben. Es tritt eine Erholung ein, bei der sich die Kristalle teilweise wieder entspannen, was eine Verringerung der Festigkeiten zur Folge hat. Zusätzlich bewirkt die bei höherer Temperatur eintretende Rekristallisation eine Rückbildung des Kristallgitters zum Ausgangszustand hin, wodurch die Entfestigung weiter fortschreitet. Die Erscheinung des Kriechens, die ebenfalls in der Umlagerung der Atome innerhalb des Kristallgitters begründet liegt und auch temperaturabhängig ist, hat vor allem einen Einfluß auf das

Verformungsverhalten unter erhöhter Temperatur. Diese hier genannten Effekte haben sowohl einen Einfluß auf das temperaturabhängige Festigkeits- und Verformungsverhalten als auch auf die Restfestigkeiten nach einer Brandbeanspruchung.

In dem instationären Warmkriechversuch wird nach dem Einbauen der Zugprobe die eingestellte Belastung in der Prüfmaschine konstant gehalten. Die Belastungen wurden in den verschiedenen Warmkriechversuchen auf mehrere Stufen (siehe z. B. Bild 2.19) eingestellt. Die Temperatur wurde mit einer Aufheizgeschwindigkeit von 4K/min bis zu einem bestimmten oberen Grenzwert hochgefahren, 4,5 h Stunden konstant gehalten, und anschließend setzte die Abkühlung ein. Die sich infolge der Temperatur und Belastung einstellende Längenänderung wird mittels zweier Meßschneiden an der Probe aufgenommen. Das gemessene Verlängerungssignal enthält, abgesehen von einer im Vorversuch zu ermittelnden Verlängerung der Versuchsanordnung, die sich infolge der Temperaturerhöhung ergebende Wärmeausdehnung, die zusätzliche Verlängerung aus der Erniedrigung des E-Moduls, die Verlängerung infolge des Kriechens und die Verlängerung durch Fließen infolge Überschreitens der Warmfließgrenze. In Bild 2.16 ist der schematische Aufbau der Warmkriechversuche dargestellt.

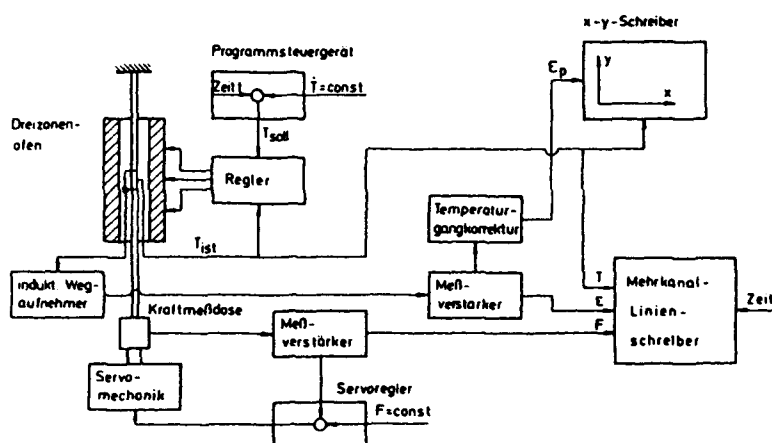


Bild 2.16: schematische Darstellung der Versuchseinrichtung für einen instationären Warmkriechversuch [5]

Die für die verschiedenen von den Temperaturen abhängigen Spannungs-Dehnungsdiagramme erhält man dadurch, dass jeweils für die Laststufen bei bestimmten Temperaturen jeweils die Dehnungen aufgezeichnet werden. Durch das längere Anliegen der verschiedenen Temperaturen werden dann sehr gut die Erholungs-, Rekristallisations- und Kriecheffekte mit berücksichtigt.

Damit aus den Warmkriechversuchen die plastischen Dehnungen herausrechenbar sind, müssen in einem Versuch die Verformungen infolge Temperatúrausdehnung und in einem stationären Warmzugversuch die Verformungen infolge Verringerung des E-Moduls ermittelt werden.

Durch einen Versuch ohne Belastung wurde die Wärmeausdehnung eines 100 mm langen Stabes mittels eines genauen induktiven Wegaufnehmers gemessen und über die Temperatur aufgezeichnet.

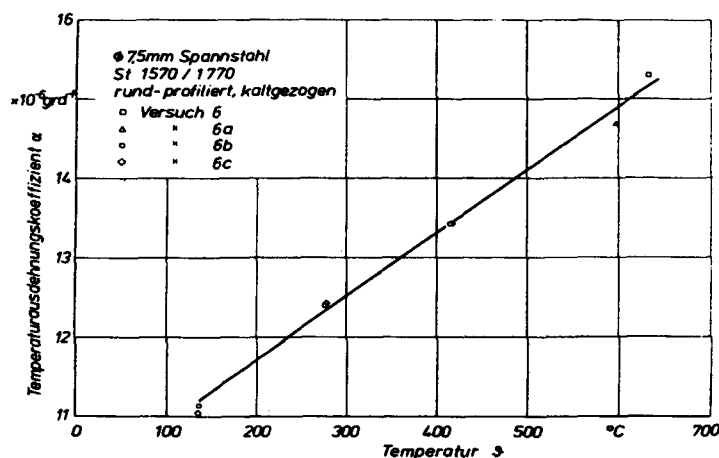


Bild 2.17: Temperaturausdehnungskoeffizient eines St 1570/1770 [4]

In Bild 2.17 sind die aus den Ausdehnungsversuchen ermittelten Ausdehnungskoeffizienten in Abhängigkeit der Temperatur dargestellt.

Die Temperaturabhängigkeit des E-Moduls wurde in einem Warmzugversuch ermittelt. Die Stahlproben wurden in einer entsprechenden Prüfmaschine eingebaut und in einem kraftgesteuerten Versuch die entsprechenden Spannungs-Dehnungslinien ermittelt.

In diesem Versuch können aber natürlich nicht die zeitabhängigen Erscheinungen wie Erholung, Rekristallisation und Kriechen erfasst werden. Letztendlich können aber jetzt die Temperatúrausdehnungen und die zusätzlichen Dehnungen aus der Verringerung des E-Moduls aus den instationären Warmkriechversuchen herausgerechnet werden, so dass nur die plastischen Dehnungen, bestehend aus dem Kriechanteil und dem Anteil durch Fließen nach überschreiten der Warmstreckgrenze, übrig bleiben.

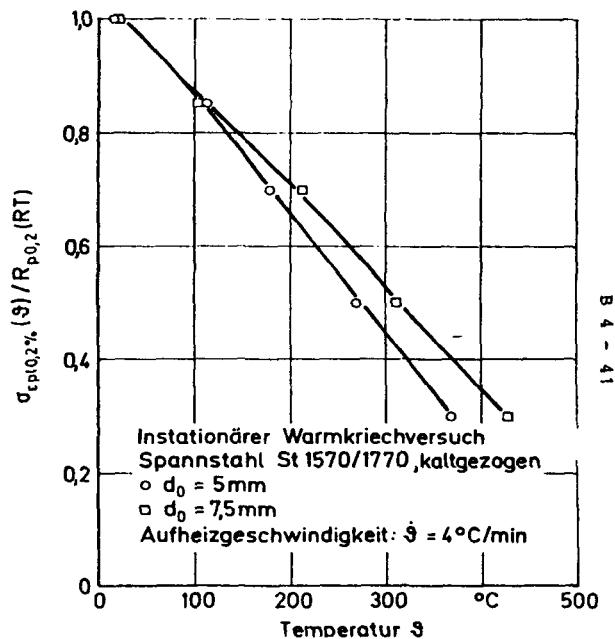


Bild 2.18: Temperaturabhängigkeit der 0,2 % - Dehngrenze von ST 1570/1770 [5]

In Bild 2.18 ist die im Warmkriechversuch ermittelte Streckgrenze bzw. 0,2 % Dehngrenze im Verhältnis zur 0,2 % Dehngrenze des kalten Spannstahls dargestellt. Das Bild zeigt, dass die Warmstreckgrenze bei Temperaturen, die etwas über 400 °C liegen nur noch 35% der Streckgrenze im kalten Zustand beträgt.

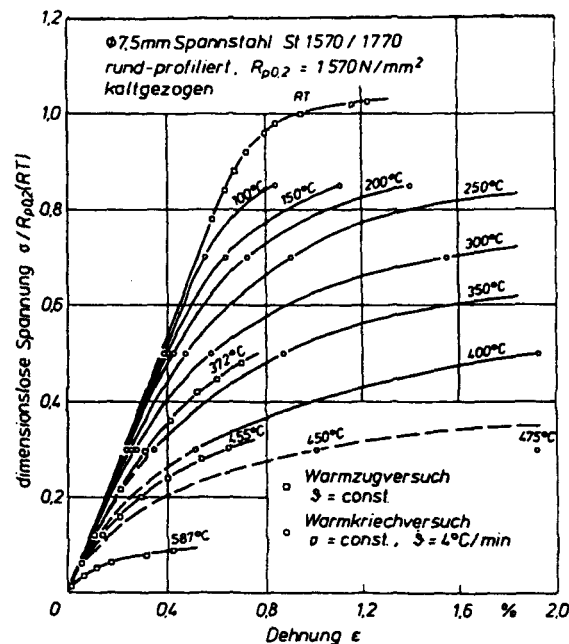


Bild 2.19: Aus instationären Warmkriech- und Warmzugversuchen ermittelte Spannungs-Dehnungsdiagramme für einen ST 1570/1770 [4]

Bild 2.19 zeigt die teilweise im Warmkriechversuch und Warmzugversuch ermittelten Spannungs-Dehnungslinien. Wie schon in Bild 2.18 dargestellt ist zu erkennen, dass die Festigkeiten bei 400 °C nur noch bei etwa 35- 40 % der Werte bei Raumtemperatur liegen. Des weiteren kann beobachtet werden, dass die im Warmzugversuch ermittelten Spannungs-Dehnungsdiagramme noch höhere Festigkeiten bei geringeren Dehnungen zeigen, als die vergleichbaren im Warmkriechversuch ermittelten Diagramme. Dies ist z.B. auf die noch nicht so weit fortgeschrittene Rekristallisation zurückzuführen, die erst mit der Zeit die Rückwandlung zur ursprünglichen weniger festen Gitterstruktur des Stahles zur Folge hat.

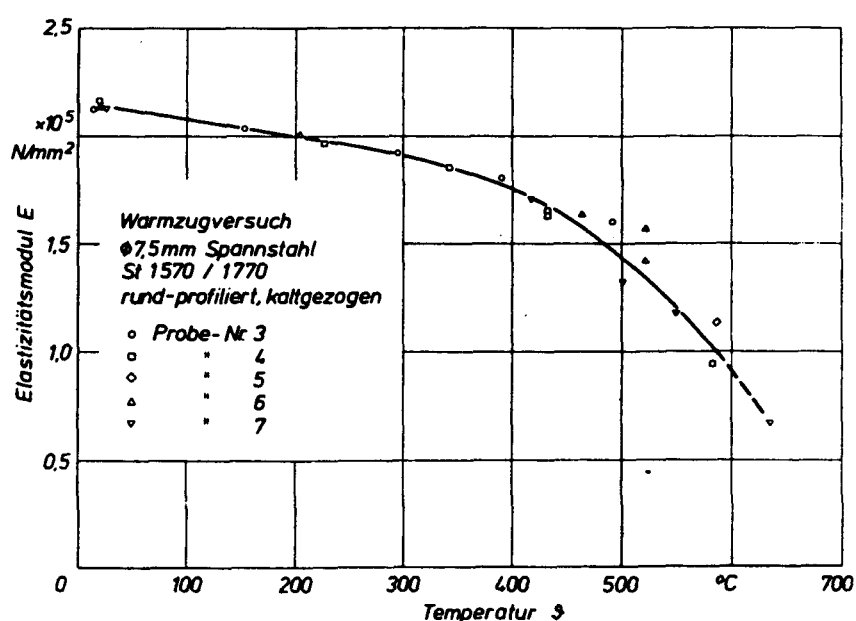


Bild 2.20: Elastizitätsmodul für St 1570/ 1770 [4]

In Bild 2.20 wird der temperaturabhängige Verlauf des E-Moduls dargestellt. Es ist zu erkennen, dass in dem für den Brandversuch relevanten Temperaturbereich bis etwa 450 °C der E-Modul bis auf ca. 160000 N/mm² absinkt. D.h. alleine infolge des verringerten E-Moduls bei den Bauteilversuchen ist mit einem Spannkraftverlust von etwa 25 % zu rechnen. Des weiteren ist zu beobachten, dass ab etwa 200 °C die Abnahme des E-Moduls überproportional zunimmt.

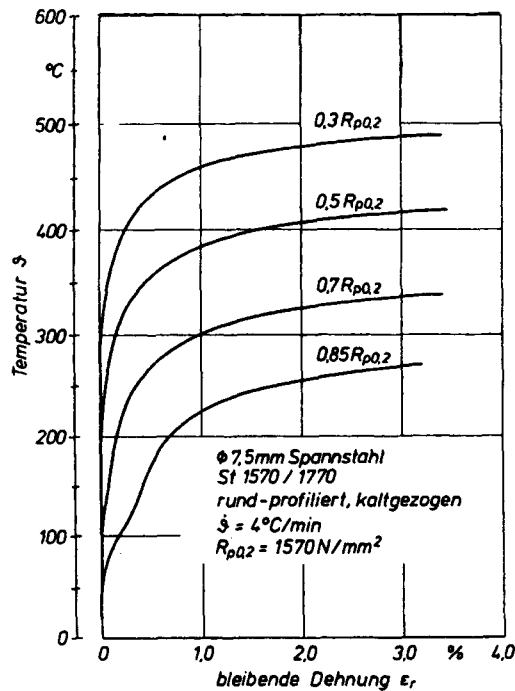


Bild 2.21: Temperatur-Dehnungskurve für einen St 1570/1770 [4]

Bild 2.21 zeigt die aus den Warmkriechversuchen ermittelten bleibenden Dehnungen in Abhängigkeit des Ausnutzungsgrades des Spannstahls. Diese müssen auch zur Erklärung der Restspannstahlspannung in einem Bauteil nach der Brandbeanspruchung herangezogen werden.

2.2.2 Restfestigkeiten eines St 1570/1770 nach vorheriger Temperaturbeanspruchung

Da bei den Untersuchungen der Flachdecken mit freier Spanngliedlage vor allem die Nachnutzbarkeit nach einer Brandbeanspruchung im Vordergrund stand, war es auch von großer Bedeutung, die Restfestigkeiten des Spannstahls St 1570/1770 nach einer Brandbeanspruchung herauszufinden. Hier sind entsprechende Einbußen zu erwarten, da es sich um kaltverfestigte Stähle handelt und die im Kapitel 2.2.1 ausführlicher beschriebene Rekristallisation einen großen Einfluß hat. Es konnte hier nicht für den verwendeten Spannstahl St 1570/1770 auf Ergebnisse in der Literatur zurückgegriffen werden. Daher sind im Rahmen dieser Untersuchungen auch die temperaturabhängigen Restfestigkeiten eines St 1570/1770 nach einer Brandbeanspruchung untersucht worden.

2.2.2.1 Versuchsdurchführung

Da bei den durchgeführten Bauteilversuchen Temperaturen am Spannglied von maximal 500 °C erreicht wurden, sind hier die Restfestigkeiten nach Temperaturbeanspruchungen von 300 °C, 400 °C und 500 °C ermittelt worden. Dabei wurden Proben mit einer Länge von 53 cm zunächst in eine Prüfmaschine eingebaut (Bilder 2.22, 2.23 und A 39), die bestimmte Kräfte und Temperaturen auf die Probe aufbringen konnte. Dabei wurde unter Last die maximale Temperatur einmal 10 min und einmal 60 min gehalten. Hiermit sollen die Größen der zeitabhängigen Einflüsse wie Erholung, Rekristallisation und Kriechen auf die verbleibende Restfestigkeit beurteilbar und unterscheidbar sein. Die Maximaltemperatur länger als 60 min zu halten scheint für die meisten Brandfälle, bei denen noch die Frage der Nachnutzung sinnvoll erscheint, unangebracht.

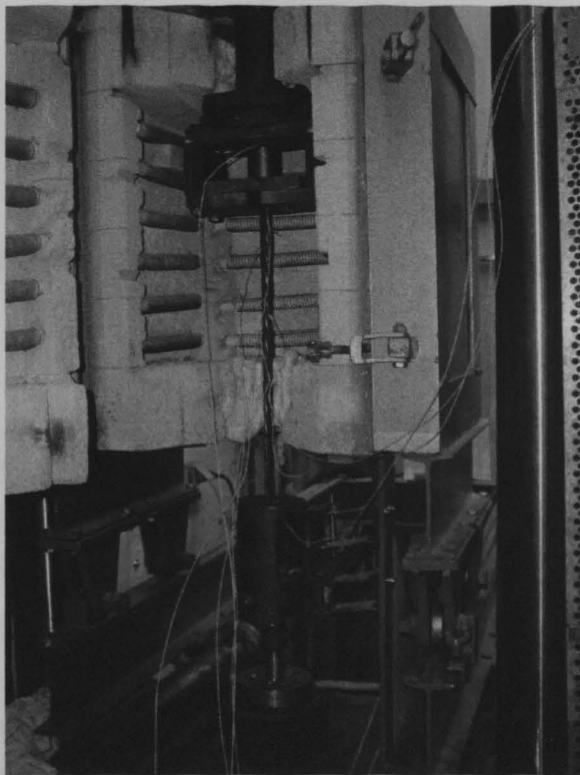


Bild 2.22: Prüfmaschine mit eingebauter Spannsteelprobe – Aufbringung der Last unter Temperatur

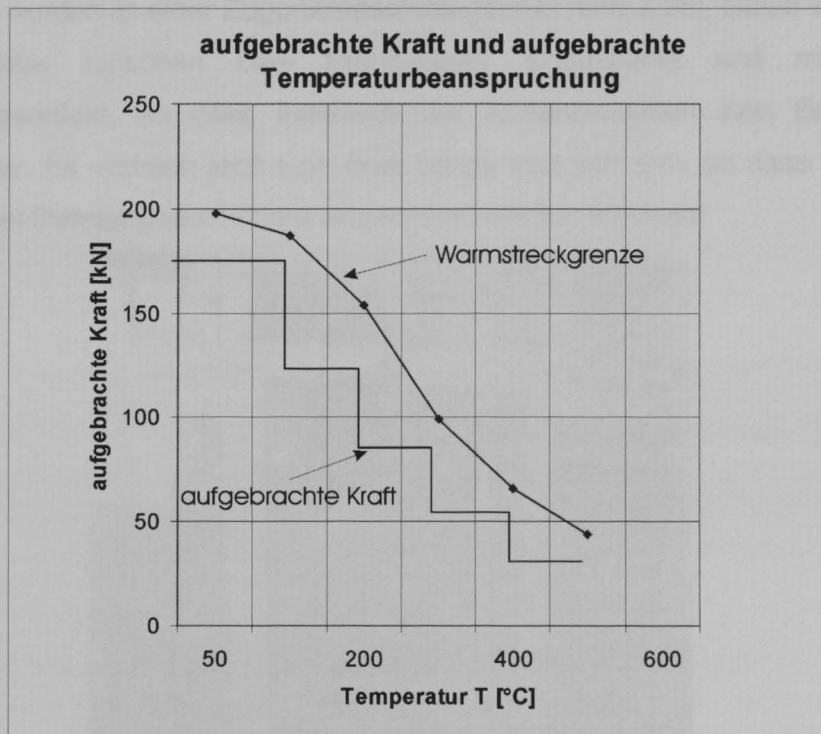


Bild 2.24: Kraftverlauf während des Aufbringens der Temperaturbeanspruchung

Nachdem diese Proben wieder abgekühlt waren, wurden zunächst die Enden in Stahlhülsen eingeklebt, damit eine bessere Kraftübertragung auf die Zugproben im nachfolgenden Zugversuch möglich war (Bild 2.25).

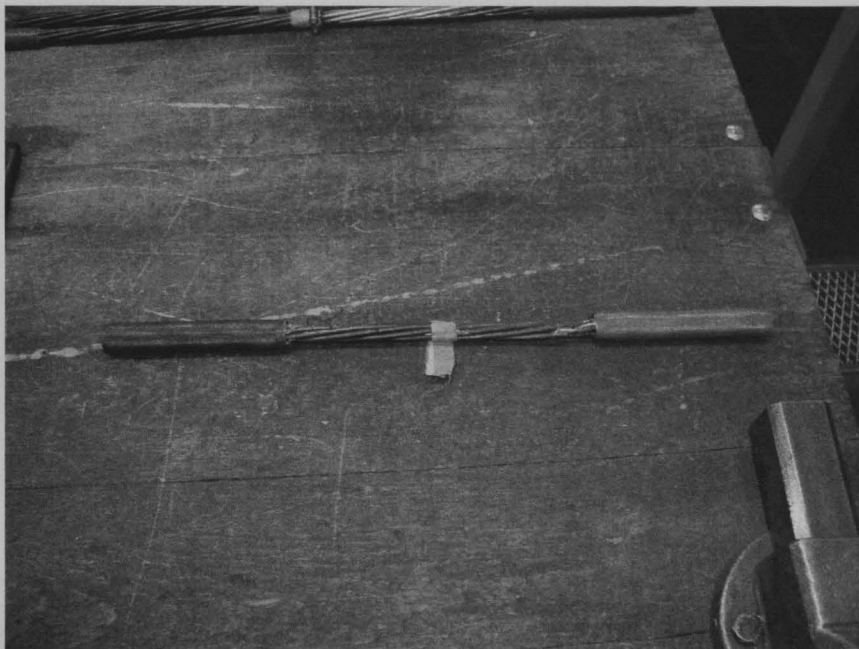


Bild 2.25: Zugproben mit in Stahlhülsen eingeklebten Enden

Die Proben wurden in einer Zugprüfmaschine geprüft (Bild 2.26). Dabei wurde die Enden der Zugprobe zwischen zwei Stahlklötzen eingespannt und mit hoher Kraft zusammengedrückt, so dass innerhalb der Einspannstellen kein Schlupf mehr zu erwarten war. Es verblieb jetzt eine freie Länge von 249 mm, so dass im Abstand von 200 mm zwei Dehnungsaufnehmer angeordnet werden konnten.

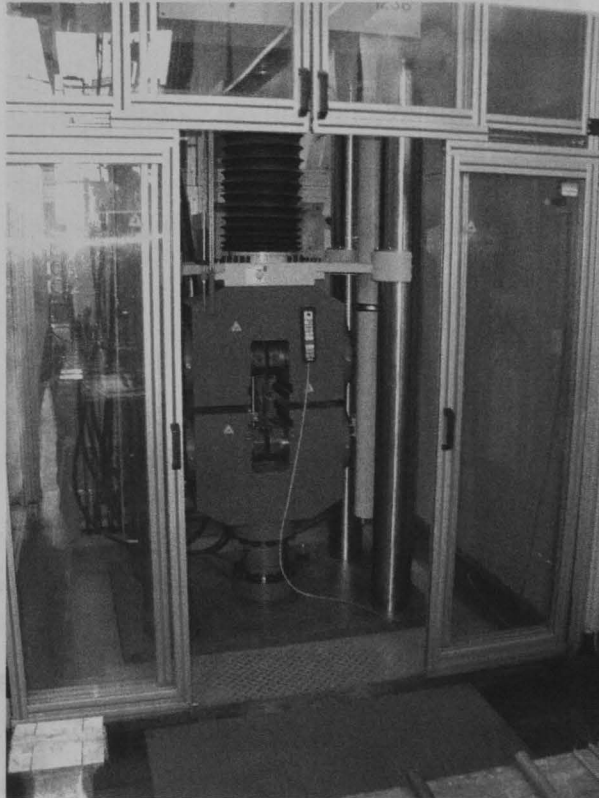


Bild 2.26: Zugprüfmaschine zur Feststellung der Restfestigkeiten des Spannstahls

In Bild 2.27 ist der Einbau der Zugprobe und die Anordnung der Dehnungsaufnehmer erkennbar.

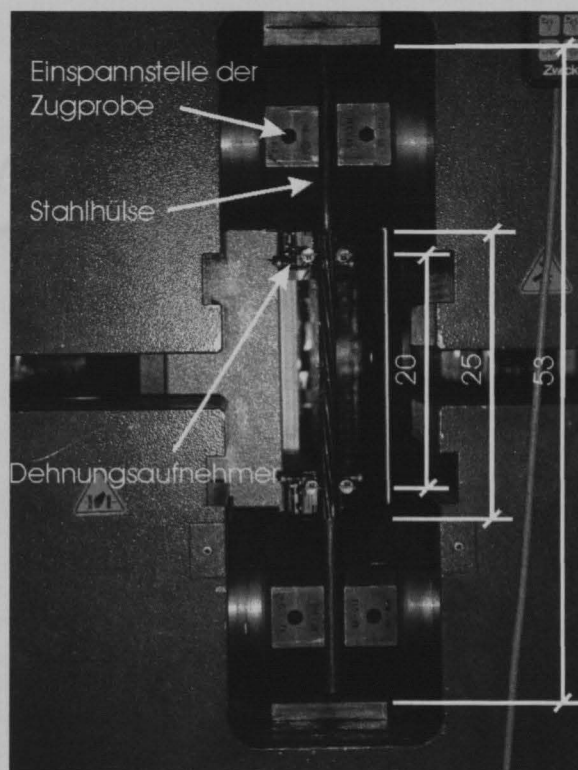


Bild 2.27: Einbau der Zugprobe in der Prüfmaschine

Der eigentliche Versuch wurde dann lagegesteuert durchgeführt. D.h., dass der Versuch im Prinzip über die Zunahme der Dehnungen gesteuert wurde. Diese Dehnungen kontrollieren sich aber über Kraftvorgaben. D.h., es wird soviel Dehnung aufgebracht wie zur Zunahme einer bestimmten Kraft erforderlich ist. Man kann also im Prinzip von einem dehnungsgesteuerten Zugversuch sprechen. Die entsprechenden Dehnungen und gemessenen Kräfte wurden bis zum Bruch aufgezeichnet.

2.2.2.2 Versuchsergebnisse

In Bild 2.28 sind die durch einen Zugversuch erhaltenen Spannung-Dehnungsdiagramme zusammengestellt. Die entsprechenden Kennwerte sind noch mal in der Tab 2.3 zusammengestellt.

Tab 2.3: Ergebnisse der Zugversuche zu den Haftfestigkeiten eines St 157D1370

Es wurde herausgefunden, dass die Streckgrenze bei einer erhöhten Temperatur von 400 °C auf 82 % und die Zugfestigkeit auf ungefähr 87 %, des Soll Wertes sinkt. Die unterschiedlichen Temperaturwirkungszeiten (10 min bzw. 80 min) haben keinen

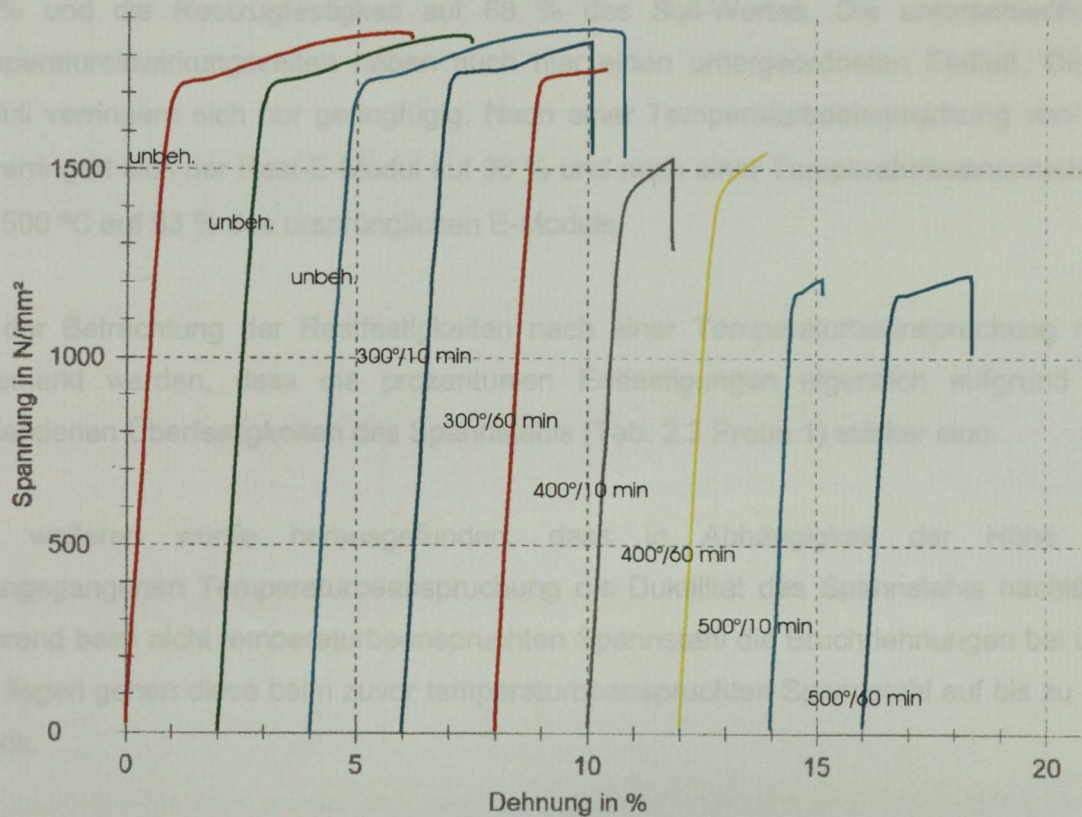


Bild 2.28: In Zugversuchen ermittelten Spannungs-Dehnungsdiagramme

Probe	Temp/ Zeit [min]	A [mm ²]	E-Mod [kN/mm ²]	Fp 0,01 [kN]	Rp 0,01 [N/mm ²]	Fp 0,2 [kN]	Rp 0,2 [N/mm ²]	%- Soll - Wert	Fm [kN]	Rm [N/mm ²]	%- Soll - Wert
1	20°	140	193,0	202,1	1431	240,8	1715	109	262,5	1872	106
2	500°/60	140	181,4	150,2	1071	163,7	1167	74,3	171,1	1220	68,9
3	500°/10	140	181,2	162,0	1155	165,5	1180	75,4	169,7	1210	68,3
4	400°/60	140	187,9	173,5	1237	203,1	1448	92,2	216,6	1545	87,2
5	400°/10	140	190,0	184,6	1317	202,3	1443	92	214,5	1530	86,4
6	300°/60	140	191,7	226,4	1615	244,0	1740	110	248	1768	99
7	300°/10	140	192	221,9	1582	246,2	1755	111	257,8	1839	104

Tab 2.3: Ergebnisse der Zugversuche zu den Restfestigkeiten eines St 1570/1770

Es wurde herausgefunden, dass die Streckgrenze bei zuvor erreichten Temperaturen von 400 °C auf 92 % und die Zugfestigkeit auf ungefähr 87 % des Soll-Wertes absinkt. Die unterschiedlichen Temperatureinwirkungszeiten (10 min bzw. 60 min) haben keinen

großen Einfluß. Bei zuvor erreichten Temperaturen von 500 °C sinkt die Streckgrenze auf 75 % und die Restzugfestigkeit auf 68 % des Soll-Wertes. Die unterschiedlichen Temperatureinwirkungszeiten haben auch hier einen untergeordneten Einfluß. Die E-Moduli verringern sich nur geringfügig. Nach einer Temperaturbeanspruchung von 400 °C verringert sich der Rest-E-Modul auf 96 % und nach einer Temperaturbeanspruchung von 500 °C auf 93 % des ursprünglichen E-Moduls.

Bei der Betrachtung der Restfestigkeiten nach einer Temperaturbeanspruchung muß angemerkt werden, dass die prozentualen Entfestigungen eigentlich aufgrund der vorhandenen Überfestigkeiten des Spannstahls (Tab. 2.3 Probe 1) stärker sind.

Des weiteren wurde herausgefunden, dass in Abhängigkeit der Höhe der vorangegangenen Temperaturbeanspruchung die Duktilität des Spannstahls nachlässt. Während beim nicht temperaturbeanspruchten Spannstahl die Bruchdehnungen bei über 5 % liegen gehen diese beim zuvor temperaturbeanspruchten Spannstahl auf bis zu 1 % zurück.

2.2.3 Verformungs- und Festigkeitsverhalten des Betonstahls bei erhöhter Temperatur

Das Verformungs- und Festigkeitsverhalten des Betonstahls wurde auf die gleiche Art und Weise wie das des Spannstahls untersucht. Die Ergebnisse konnten ebenfalls aus den Untersuchungen unter Leitung von Prof. Ruge zusammengetragen werden.

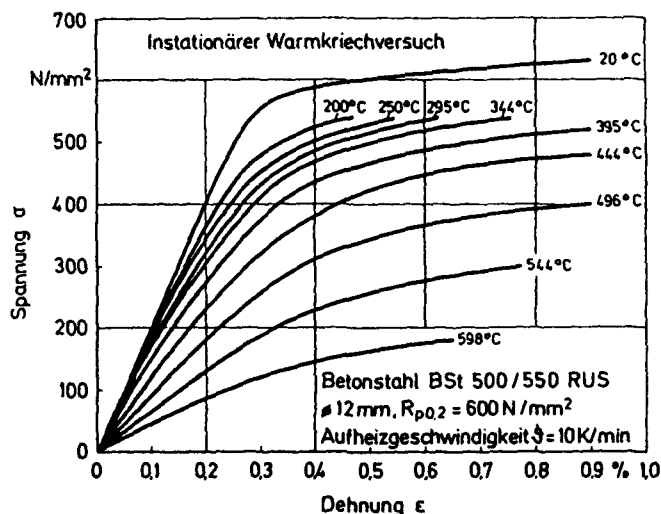


Bild 2.29: In instationären Warmkriechversuchen ermittelte Spannungs-Dehnungsschaubilder für einen BST 500

In Bild 2.29 werden die ebenfalls zur Analyse des Trag- und Verformungsverhaltens des brandbeanspruchten Versuchskörpers wichtigen, im instationären Warmkriechversuch ermittelten temperaturabhängigen Spannungs – Dehnungsdiagramme des Betonstahls BSt 500 dargestellt. Hier wird dann auch der temperaturabhängige, bei normalen Betonstählen relevante Kriecheinfluß berücksichtigt.

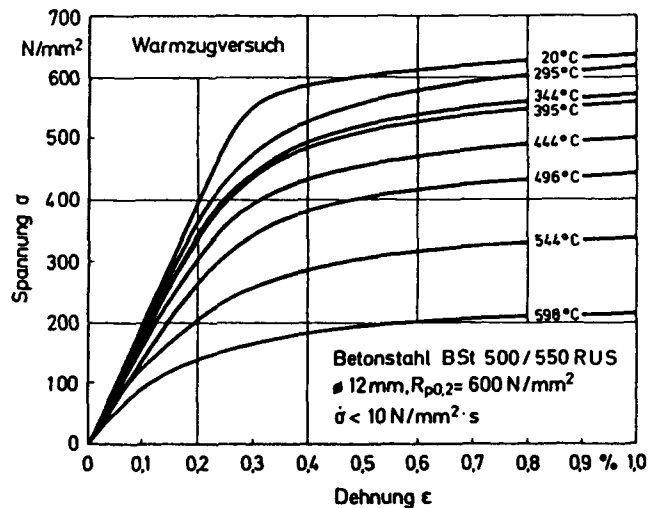


Bild 2.30: In Warmzugversuchen ermittelte Spannungs-Dehnungsschaubilder für einen BSt 500

In Bild 2.30 sind die im stationären Warmzugversuch temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungsdiagramme dargestellt.

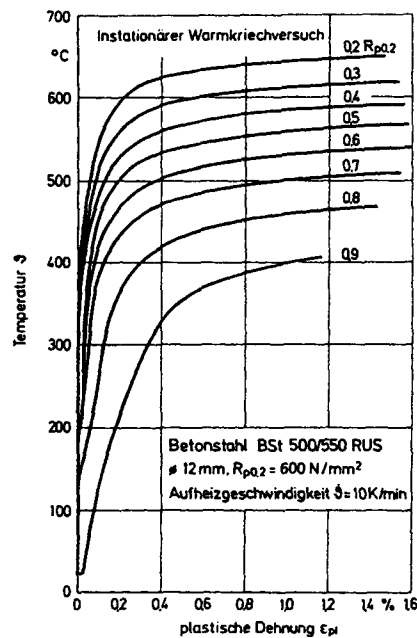


Bild 2.31: Temperatur-Dehnungskurven für einen BST 500

Bild 2.31 zeigt die im Warmkriechversuch in Abhängigkeit der Belastung und der Temperatur ermittelten bleibenden Dehnungen.

2.2.4 Verbundverhalten des Betonstahls bei erhöhter Temperatur

Unter Leitung von Prof. Rostásy wurden im Rahmen des SFB 148 Untersuchungen zur Erforschung des Verbundverhaltens zwischen Stahl und Beton unternommen. Dabei wurde vor allem der temperaturabhängige Einfluß der Betondeckung auf die Verbundbruchspannungen untersucht. Des weiteren wurde der Zusammenhang zwischen dem temperaturabhängigen Verbundbruchverhalten und der Betongüte geklärt.

Da in dieser Arbeit das Augenmerk besonders auf den Einfluß der freiverlegten Spannglieder gerichtet werden sollte, sind die zusammengetragenen Ergebnisse zum thermomechanischen Verhalten des Spannstahls in dieser Arbeit im Vergleich zu den anderen temperaturabhängigen Erscheinungen vergleichsweise ausführlich dargestellt.

Es wurden in der damaligen Forschungsreihe zwei verschiedene Ausziehversuche durchgeführt. Einmal wurden Bewehrungsstäbe bei Raumtemperatur belastet. Die Last war eine Versuchsvariable und wurde als Teil der Verbundbruchlast bei Raumtemperatur gewählt. Unter konstant gehaltener Last wurde der Versuchskörper dann bis zum

Versagen des Verbundes erwärmt. Durch diese Versuchsdurchführung werden die Gegebenheiten eines Bauteils im Brandfall simuliert.

Alternativ zu dieser Versuchsdurchführung wurde der Versuchskörper aufgeheizt, bis in der Verbundzone eine bestimmte Temperatur erreicht war. Danach wurde der Versuchskörper bis zum Versagen des Verbundes belastet. Diese Versuchsart ist ein isothermischer Ausziehversuch. Sie erlaubt den unmittelbaren Vergleich mit dem Verbundverhalten bei Raumtemperatur und macht den Einfluß der Temperatur allein auf das Verschiebungsverhalten und auf die Verbundfestigkeit sichtbar. Zeitlich abhängige Kriecheinflüsse können hierbei nicht berücksichtigt werden.

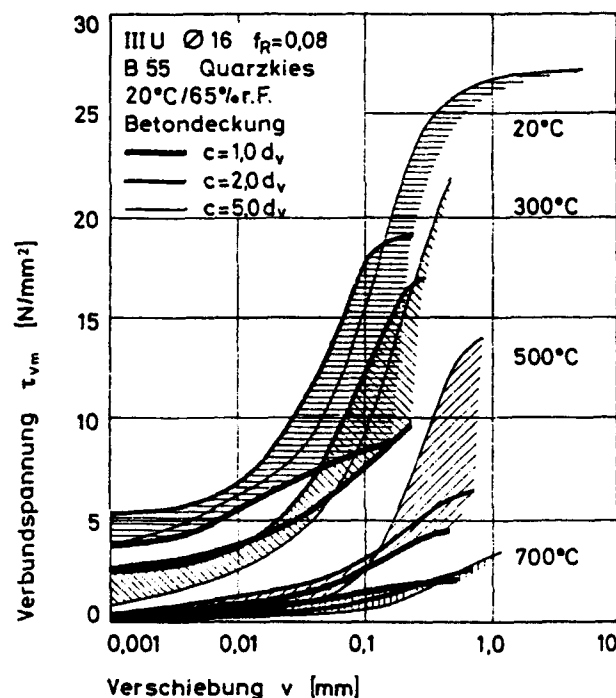


Bild 2.32: Temperaturabhängige Verbundgesetze für Betonrippenstahl mit unterschiedlichen Betondeckungen [5]

In Bild 2.32 ist erkennbar, dass mit größer werdender Temperatur und als zweiter Parameter mit kleiner werdender Betondeckung die aufnehmbaren Verbundspannungen absinken. Vor allem ist interessant, dass die Verbundspannungen bei steigender Temperatur nur noch mit größeren Verschiebungen erreicht werden.

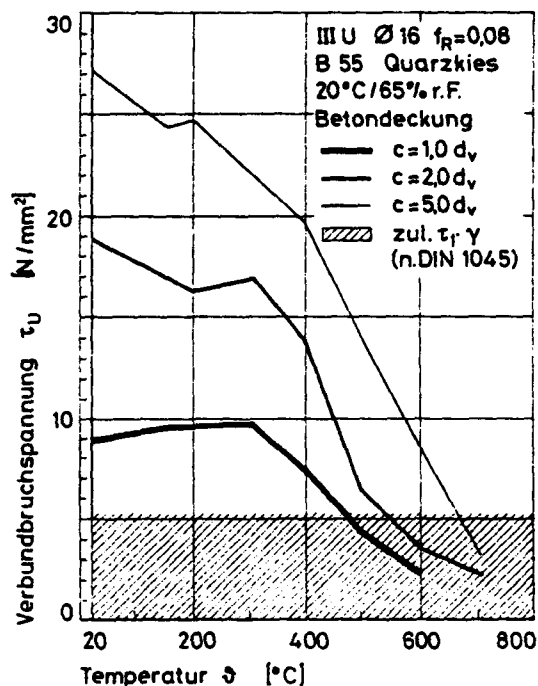


Bild 2.33: Temperaturabhängige Verbundbruchspannungen bei unterschiedlichen Betondeckungen [5]

Bild 2.33 zeigt sehr deutlich neben der Temperaturabhängigkeit der Verbundbruchspannungen, wie diese mit abnehmender Betondeckung kleiner werden.

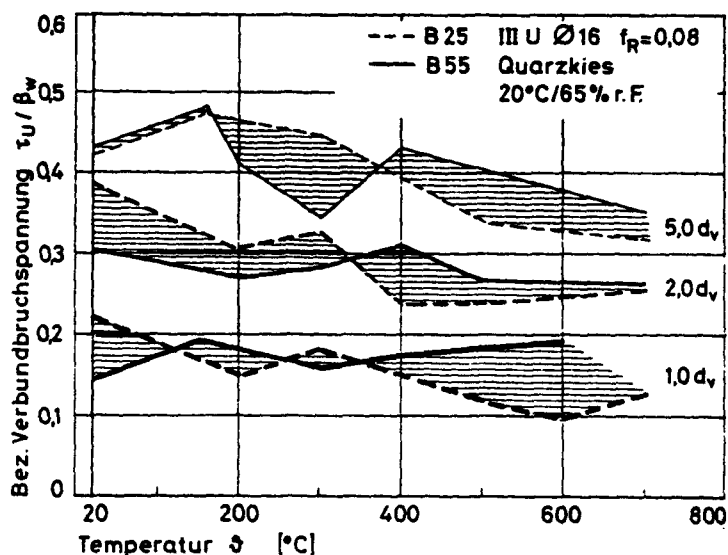


Bild 2.34: Einfluß der Betongüte auf das Verbundbruchverhalten bei unterschiedlichen Betondeckungen [5]

Im allgemeinen besteht zwischen der Verbundfestigkeit und der Betongüte, d.h. der Betondruckfestigkeit ein proportionaler Zusammenhang. Aus Bild 2.34 wird deutlich, dass diese Proportionalität auch bei hohen Temperaturen bestehen bleibt.

Die Restfestigkeiten des Verbundes nach einer Brandbeanspruchung sind von Hertz und Royles und auch in dem Forschungsvorhaben im Rahmen des SFB 148 untersucht worden.

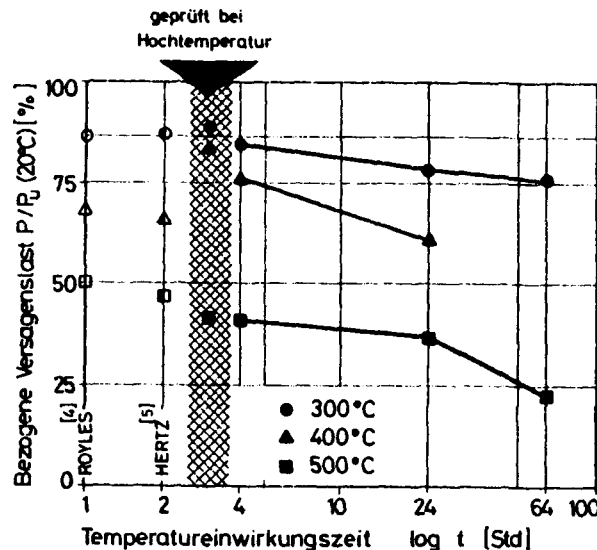


Bild 2.35: Restfestigkeiten des Verbundes nach einer Temperaturbeanspruchung, geprüft bei Raumtemperatur [5]

In Bild 2.35 sind die Ergebnisse dieser Untersuchungen dargestellt.

Bei 300 °C ergeben sich bei allen drei Untersuchungen der Restfestigkeit nahezu die gleichen Abminderungen in bezug auf die Bruchlast ohne Temperaturbeanspruchung. Die bei Hochtemperatur ermittelten Werte liegen geringfügig höher [5].

Bei 400 °C liegen die Verbundfestigkeiten bei Hochtemperatur deutlich über den Restfestigkeiten. Die Ergebnisse von Hertz und Royles weisen hier die größten Abweichungen auf [5].

Bei 500 °C macht sich die Temperatureinwirkungszeit bemerkbar. Während die ermittelten Restfestigkeiten von Hertz und Royles über den Hochtemperaturfestigkeiten liegen, ergeben die Untersuchungen von Rostásy geringere Werte mit zunehmender Einwirkungszeit, die sich nach 64 Stunden auf rd. die Hälfte reduziert haben [6 und 7].

In weiteren Untersuchungen unter der Leitung von Prof. Rostásy konnte gezeigt werden, dass neben der Betonfestigkeit und der Betondeckung das temperaturabhängige Verbundverhalten auch noch von einigen anderen Parametern abhängt:

- Lagerungsart der Betonkörper
- Zuschlagsart
- Betonfeuchte

2.2.5 Verformungs- und Festigkeitsverhalten des Betons bei erhöhter Temperatur

In [1] und [2] sind die wichtigsten Erscheinungen zum Hochtemperaturverhalten von Beton zusammengestellt. Die Professoren Kordina und Meyer-Ottens beziehen sich dabei auf zahlreiche aktuelle Forschungsergebnisse. Besonders seien hier aber auch die Forschungsergebnisse genannt, die unter Leitung von Prof. Schneider im Rahmen des SFB 148 am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU-Braunschweig entstanden sind.

Die hier in dieser Arbeit dargestellten Gesetzmäßigkeiten sind auf Grundlage zweier Versuchsarten entstanden. Zum einen wurden unter stationärer Temperatur anhand von Druckversuchen Spannungs-Dehnungsdiagramme erstellt. Zum anderen wurden die Betonproben Warmkriechversuchen unterzogen, wobei bei konstanter Last und steigender Temperatur die Dehnungen gemessen wurden. Ähnlich wie bei den Untersuchungen zum Hochtemperaturverhalten von Spann- und Bewehrungsstahl hat hier der letztgenannte Versuch die größte Bedeutung, da er am besten die Gegebenheiten des Baustoffes in einem Bauteil unter Brandbeanspruchung widerspiegelt (konstante Last bei instationärer Erwärmung).

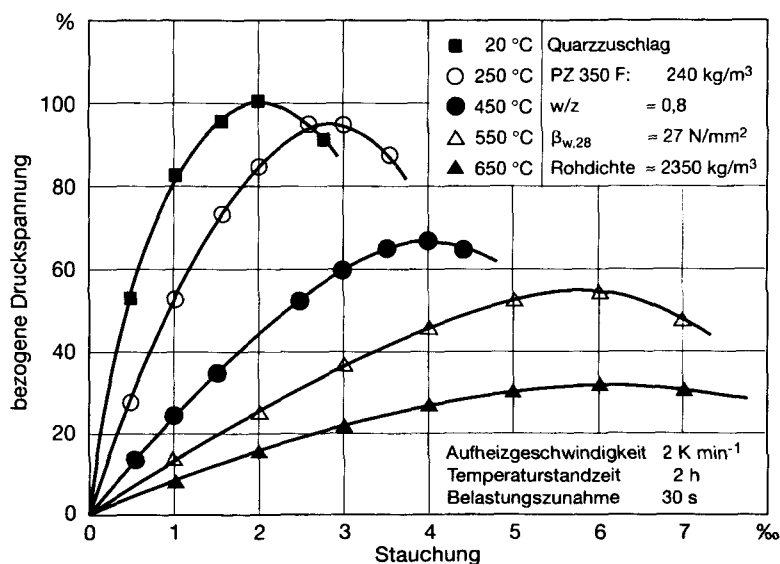


Bild 2.36: Bezogene Spannungs-Dehnungskurven von Normalbeton mit quarzhaltigem Zuschlag bei hohen Temperaturen [1]

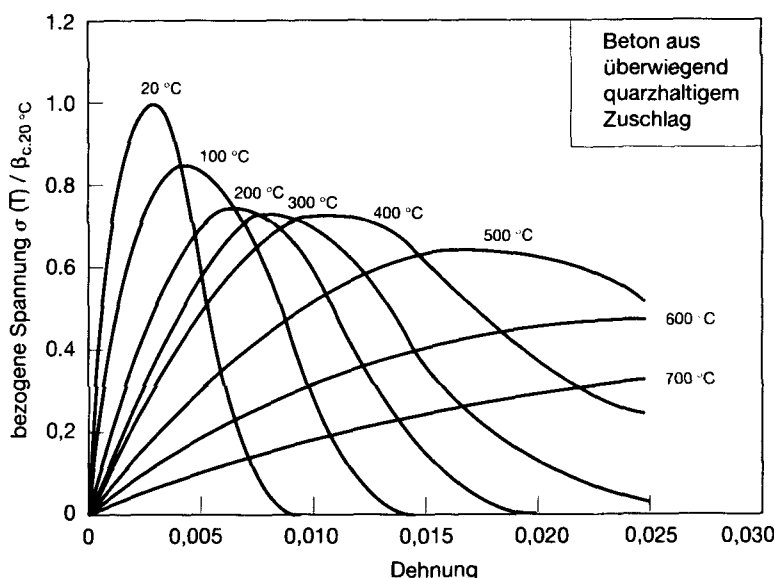


Bild 2.37: Rechenwerte der Spannung-Dehnungs-Beziehungen von Normalbeton mit quarzhaltigem Zuschlag [1]

Bild 2.36 zeigt ein unter Last und konstanter Temperatur ermitteltes Spannungs-Dehnungsdiagramm. Aus dieser Beziehung kann auch der E-Modul ermittelt werden. Bild 2.37 zeigt die temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungsbeziehungen, die entsprechen in einem Warmkriechversuch ermittelt wurden. Der E-Modul kann entsprechend hieraus nicht ermittelt werden, da die zeitabhängigen Kriechverformungen mit enthalten sind. Die Spannungs-Dehnungsbeziehungen sind aber auf ein Bauteil bezogen realistischer.

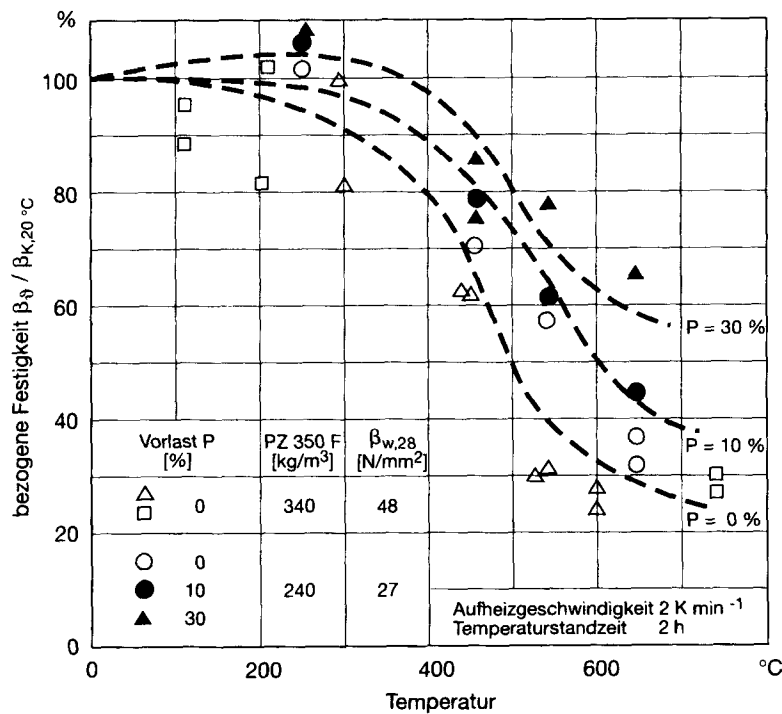


Bild 2.38: Bezogene Hochtemperatur-Festigkeit von Normalbeton mit quarzhaltigem Zuschlag bei verschiedenen Vorlasten [2]

Bild 2.38 zeigt, dass die Hochtemperaturfestigkeit von der vorhandenen Vorlast abhängt. Die Hochtemperaturfestigkeit steigt mit der Höhe der vorher vor der Brandbeanspruchung vorhandenen Vorlast.

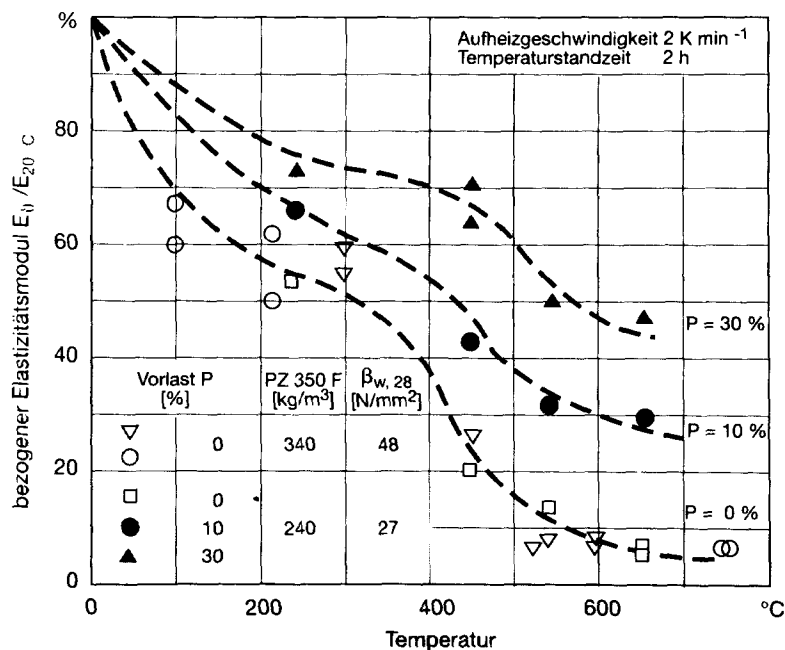


Bild 2.39: Bezogener Hochtemperatur E-Modul von Normalbeton mit quarzhaltigem Zuschlag bei verschiedenen Vorlasten [2]

In Bild 2.39 ist zu erkennen, dass der Hochtemperatur E-Modul ebenfalls von der Höhe der Vorlast abhängig ist. Bei allen Temperaturstufen bewirkt eine höhere Vorlast einen entsprechend höheren E-Modul.

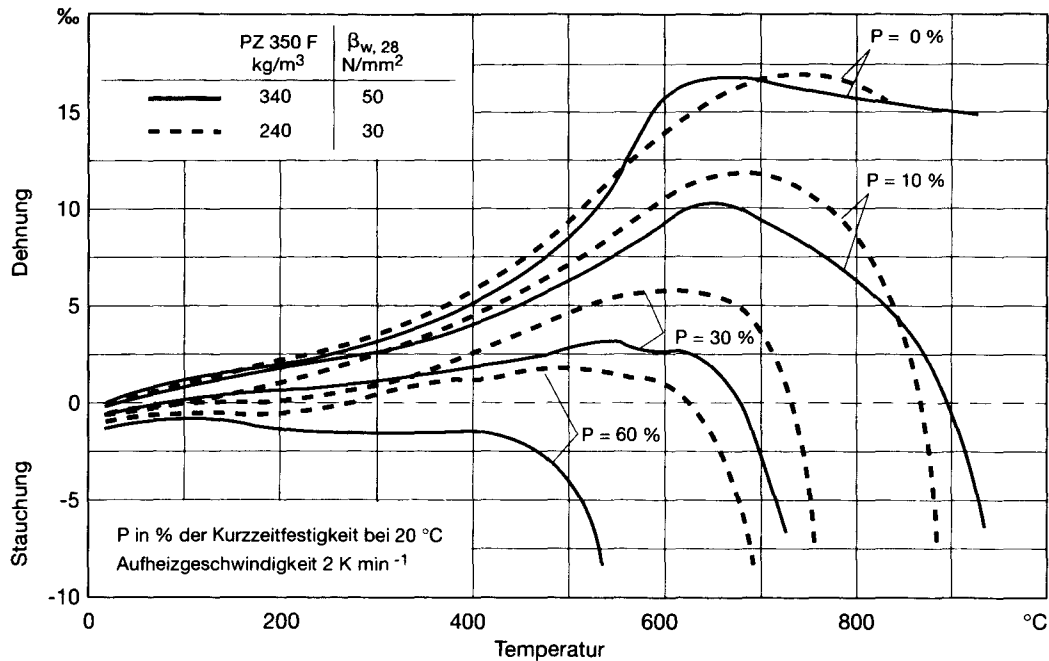


Bild 2.40: Gesamtverformungen von Probekörpern aus Normalbeton mit quarzhaltigem Zuschlag bei unterschiedlichem Zementgehalt bei instationärer Temperaturbeanspruchung in Warmkriechversuchen.[2]

Bild 2.40 lässt im wesentlichen erkennen, dass bei einer bestimmten Temperatur die Stauchungen überproportional zunehmen. Diese Bereiche beschreiben die „Kritische Temperatur“ des Betons. Die temperaturabhängige Betonfestigkeit hat hier die Belastung eingeholt, wodurch es zum Versagen des Betons kommt. Diese Ergebnisse sind ebenfalls mit Hilfe instationärer Warmkriechversuche entstanden.

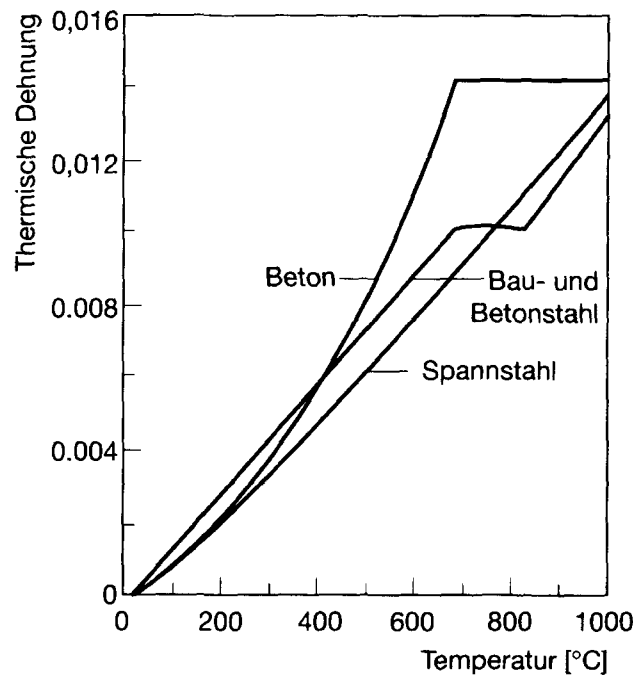


Bild 2.41: Rechenwerte der thermischen Dehnung von Beton (Normalbeton mit quarzhaltigem Zuschlag), Baustahl, Betonstahl und Spannstahl [2]

In Bild 2.41 ist die thermische Dehnung des Betons der von Bau-, Beton- und Spannstählen gegenübergestellt. Interessant ist hier, dass die Betondehnungen im Bereich zwischen 400 °C und 600 °C deutlich die der Bau-, Beton- und Spannstähle überschreiten.

Insgesamt ist aber zum thermomechanischen Verhalten des Betons anzumerken, dass dies von sehr vielen variierbaren Faktoren abhängt. Das Verformungsverhalten ist abhängig von Zementart, Zementgehalt, Betongüte, Lagerung, Zuschlagart, wobei die Zuschlagart dabei von besonderer Bedeutung ist. Versucht man die Gesetzmäßigkeiten auf ein reales Bauteil zu übertragen, muß man sich dieser Abhängigkeiten bewusst sein. Aufgrund der Inhomogenität ist das temperaturabhängige Verhalten nicht verallgemeinerbar übertragbar. Es muß klar sein, dass sich die Ergebnisse nie genau auf ein bestimmtes Bauteil übertragen lassen. Es lassen sich aber aus den hier dargestellten Ergebnissen Gesetzmäßigkeiten und Ergebnisse ableiten, die immer eine bestimmte qualitative Aussage ermöglichen [2].

2.3 Untersuchungen zum thermischen Verhalten des Fettes

Um die thermische Stabilität der Fette, die sich als sekundärer Korrosionsschutz zwischen Hüllrohr und Spannglied der verbundslosen Monolitzen befinden, und damit die Wirksamkeit des Korrosionsschutzsystems bei hohen Temperaturen beurteilen zu

können, wurde die so genannte Autooxidation bzw. Oxidationsstabilität der verwendeten Fette mittels DSC (Differential Scanning Calorimetry) untersucht.

Bei Raumtemperatur verläuft die Oxidation von Fetten relativ langsam ab, bei höheren Temperaturen hingegen steigt die Reaktionsgeschwindigkeit unter Luft- bzw. Sauerstoffatmosphäre und die damit einhergehende Zersetzung des Fettes erwartungsgemäß stark an, die sich im Thermogramm (Bild 2.42 und 2.43) in einer stark exothermen Reaktion äußert. Aus dem Kurvenverlauf lässt sich die so genannte Onset-Temperatur der Oxidationsreaktion grafisch ermitteln, indem man den Schnittpunkt der extrapolierten Basislinie und der Tangente an der exotherm verlaufenden Kurve bestimmt. Die Onset-Temperatur ist somit ein Maß für die Stabilität des Fettes und erlaubt damit auch eine Aussage über die einem Fett zugegebenen Stabilisatoren.

Die Untersuchungen wurden bei offenem Tiegel mit einem Temperaturprogramm von 25 bis 400°C und einer Aufheizrate von 10 K/min durchgeführt. Spülgas war Sauerstoff mit einer Spülgasrate von rd. 200 ml/min.

Die Litzenhersteller der Firma SUSPA verwenden folgende Korrosionsschutzfette, die hinsichtlich ihrer Oxidationsstabilität untersucht wurden:

- Nontribos
- Texaco Lithac 142 MP

Die Oxidationsstabilität des Fettes Nontribos ist dem im Bild 2.42 dargestellten Thermogramm und die des Fettes Texaco Lithac 142 MP dem Bild 2.43 zu entnehmen.

Beim „Nontribos“ liegt die Onset-Temperatur und damit der Beginn der exothermen Zersetzungsreaktion bei etwa 180°C, während sie beim „Texaco Lithac 142 MP“ erst bei rd. 220°C einsetzt. Letzteres weist darüber hinaus eine zweite Zersetzungsstufe bei rd. 292°C auf, was auf einen zweiten thermisch stabileren Bestandteil im Fett hinweist.

Aus diesen Untersuchungen lässt sich ableiten, dass der Korrosionsschutz mit von der thermischen Stabilität des jeweiligen Fettes abhängt, und die Zersetzungstemperatur die Grenzbeanspruchungstemperatur des Fettes darstellt. Da vorgenannte Untersuchungen zwecks zunächst qualitativer Abschätzung mittels dynamischem Verfahren durchgeführt wurden und damit keine zeitliche Aussage enthalten, wären weitergehende Untersuchungen mittels statischem Verfahren bei unterschiedlichen Temperaturstufen

notwendig. Es kann also bisher keine Aussage darüber gemacht werden, wie lange eine Temperatur einwirken kann, bis das Fett vollständig zersetzt ist. Es kann jedoch festgehalten werden, dass bei den verwendeten Fetten um die 200 °C die Zersetzung stattfindet, und somit ein Korrosionsschutz von Seiten des Fettes ab dieser Temperatur weitgehend nicht mehr vorhanden sein kann. Die Grenztemperaturen sind jedoch stark von der Sorte des verwendeten Fettes abhängig.

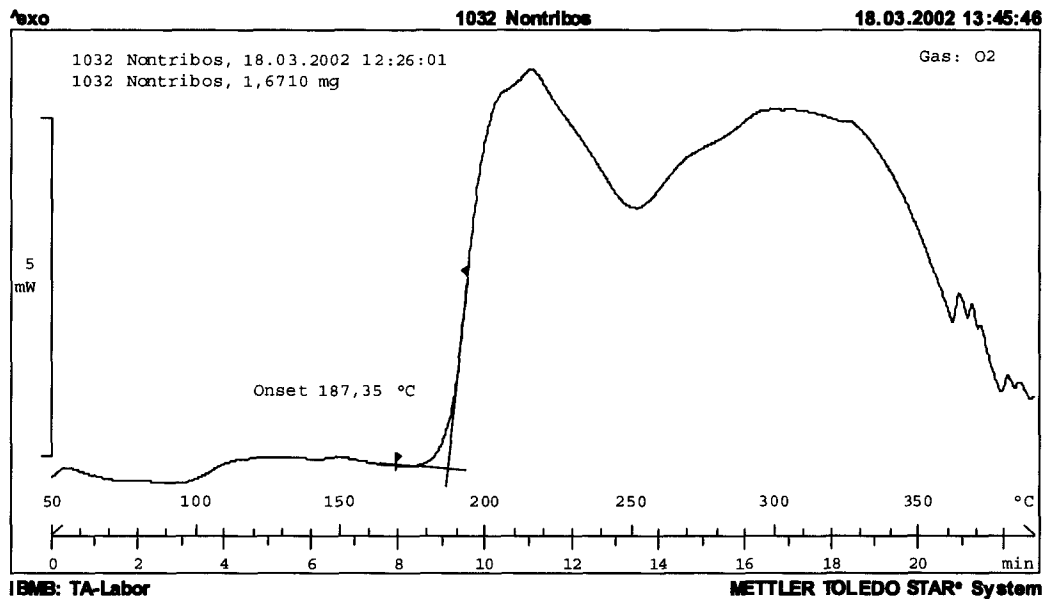


Bild 2.42: Oxidations-Stabilität des Fettes „Nontribos“

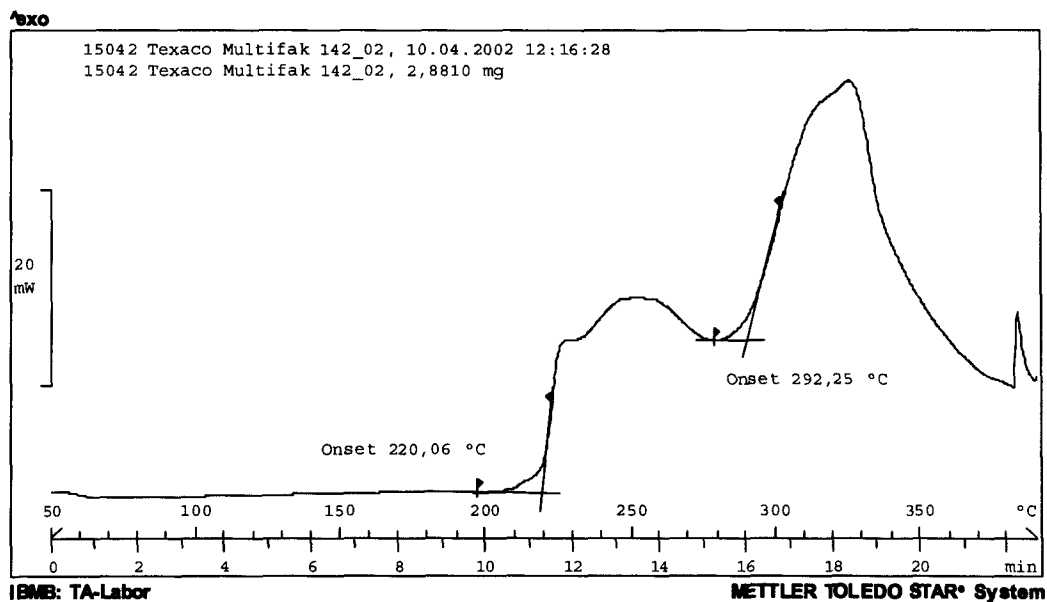


Bild 2.43: Oxidations-Stabilität des Fettes „Texaco Lithac 142 MP“

3 Bauteilversuche

Ziel der Bauteilversuche war, Anhaltspunkte für das Trag- und Verformungsverhalten einer Flachdecke mit freier Spanngliedlage während und nach einer Brandbeanspruchung zu bekommen.

Bei herkömmlichen vorgespannten Flachdecken wird bei der Bemessung im Bruchsicherheitsnachweis die Vorspannung mit angesetzt. Für die brandschutztechnische Bemessung kann die DIN 4102 herangezogen werden. Dort wird in Abhängigkeit des Ausnutzungsgrades des Spannstahls eine kritische Temperatur definiert. Diese darf während der geforderten Feuerwiderstandsdauer nicht erreicht werden. Zur Einhaltung dieser kritischen Temperaturen gibt die DIN 4102 konstruktive Regeln an, wie das Achsmaß des Spannstahls und der Bewehrung von der beflamten Oberfläche oder bestimmte Bauteilabmessungen.

Bei Flachdecken mit freier Spanngliedlage dagegen hat die Vorspannung den Sinn, die Gebrauchstauglichkeit, womit in erster Linie die Beherrschung der Durchbiegungen gemeint ist, sicherzustellen. Das heißt die Vorspannung wird weder beim normalen Bruchsicherheitsnachweis noch bei der brandschutztechnischen Bemessung mit herangezogen. Die Bruchsicherheit, d.h. auch die Bemessung im Brandfall muß hier allein durch die schlaife Bewehrung sichergestellt werden.

Obwohl die Spannglieder mit freier Spanngliedlage hier bei den entsprechenden Tragsicherheitsnachweisen nicht herangezogen werden, haben sie aber bezogen auf die normale Bruchsicherheit und auf die Bruchsicherheit im Brandfall einen gewissen Einfluß.

Daher ging es bei den Bauteilbrandversuchen darum zu prüfen, mit welchem Trag- und Verformungsverhalten die Flachdecken einer F 90 Brandbeanspruchung standhalten. Hier sollten auch durch einen Referenzversuch ohne Vorspannung die Unterschiede, die durch die zusätzliche Vorspannung entstehen, herausgearbeitet werden.

Des weiteren war es Gegenstand unserer Untersuchungen, durch diese Arbeit Aussagen über die Nutzbarkeit einer solchen Flachdeckenkonstruktion nach einer Brandbeanspruchung machen zu können. Im Gegensatz zu den Begleitversuchen, in denen Anhaltspunkte über die nach einem Brand noch vorhandene Dauerhaftigkeit herausgefunden wurden, sollte hier die tatsächlich noch vorhandene Tragfähigkeit nach

einer F 90 Brandbeanspruchung geprüft werden. Es stand die Frage im Raum, ob die Flachdecken nach einem Brand noch in der Lage sind, die volle Bruchlast aufzunehmen, und unter welchen Verformungen dieses geschieht. Der Vergleich zu einem entsprechenden Bauteil ohne Vorspannung wurde auch hier herausgestellt.

Es wurde auch geklärt, wie groß die verbleibenden Durchbiegungen nach einer Brandbeanspruchung sind. Dies ist ein entscheidendes Merkmal für die Nachnutzbarkeit einer solchen Deckenkonstruktion nach einer Brandbeanspruchung. Bleiben zu große Durchbiegungen zurück, ist eine Sanierung meist sehr kostenaufwendig und unwirtschaftlich. Halten sich die verbleibenden Durchbiegungen in kleinen Grenzen und nehmen unter Gebrauchslast auch nicht stark zu, ist mit relativ geringem Sanierungsaufwand, unter Betrachtung der Dauerhaftigkeit (Begleitversuche), eine Nachnutzung denkbar.

3.1 Versuchsplanung und Vorbereitung

Die Flachdecken mit freier Spanngliedlage sind in der Regel so konzipiert, dass die zusätzliche Vorspannung in erster Linie nur in den Stützstreifen verlegt wird. Die Flachdecken mit freier Spanngliedlage haben oftmals ein rechteckiges Stützenraster, was auch in Bild 3.1 dargestellt ist.

Um das Trag- und Verformungsverhalten im Brandfall zu simulieren, wären mehrere Versuchskörper denkbar gewesen, die unterschiedlich realitätsnah die Gegebenheiten einer Flachdecke mit freier Spanngliedlage wiedergeben.

Der Idealfall wäre sicherlich eine Flachdeckenausschnitt gewesen, d.h. ein komplettes Feld mit ringsherum abgespannten Kragarmen. Hierdurch hätte näherungsweise die Plattentragwirkung abgebildet werden können. Auch hätte man Anhaltspunkte darüber bekommen, inwieweit die Spannglieder in den Stützstreifen eine verbleibende Restdurchbiegung nach dem Brand in den Feldstreifen verhindern. Durch die Abspannungen wäre die Berücksichtigung der statischen Unbestimmtheit auf das Trag- und Verformungsverhalten berücksichtigt worden. Des weiteren ist es möglich, anhand eines solchen Flachdeckenausschnittes das Durchstanzverhalten von Flachdecken mit freier Spanngliedlage zu untersuchen.

Eine wesentlich einfachere Lösung wäre ein Durchlaufträger gewesen, durch den zumindest in bezug auf das Trag- und Verformungsverhalten die statische Unbestimmtheit hätte berücksichtigt werden können.

In der hier durchgeführten ersten Versuchsreihe sind statisch bestimmte Einfeldträger gewählt worden. Sie berücksichtigen weder die Plattentragwirkung einer Flachdecke mit freier Spanngliedlage noch die statische Unbestimmtheit, sie können aber dafür zur Ermittlung von Grenzwerten bezüglich des Trag- und Verformungsverhalten herangezogen werden. Sowohl die aufnehmbaren Lasten als auch die sich einstellenden Verformungen können als unterer bzw. oberer Grenzwert angesehen werden.

Entsprechend der Feldabmessung wurde ein 5 m langer und 1 m breiter Plattenstreifen ausgewählt, der als Ausschnitt eines Stützenstreifens im Innenfeld angesehen werden kann. Die Plattendicke betrug 0,18 m und der Achsabstand u der tragenden Bewehrung vom unteren beflammt Rand 3,5 cm. Dies ergibt sich aus der brandschutztechnischen Bemessung nach DIN 4102 T 4, Tab 11 [11]. Aufgrund der zusätzlichen Vorspannung ist hier die vorgeschriebene Mindestdicke für Flachdecken von $d=20$ cm unterschritten worden (DIN 4102 T 4, Tab. 9 Zeile 2.2). Es wurde die vorgeschriebene Mindestdicke statisch bestimmte Platten zum Erreichen von F_{90} von 10 cm eingehalten (DIN 4102 T 4, Tab. 9 Zeile 1.1).

Bild 3.1 zeigt den Zusammenhang zwischen der Flachdecke und dem Probekörper. In Bild 3.2 wird schematisch der Aufbau des gewählten Probekörpers dargestellt.

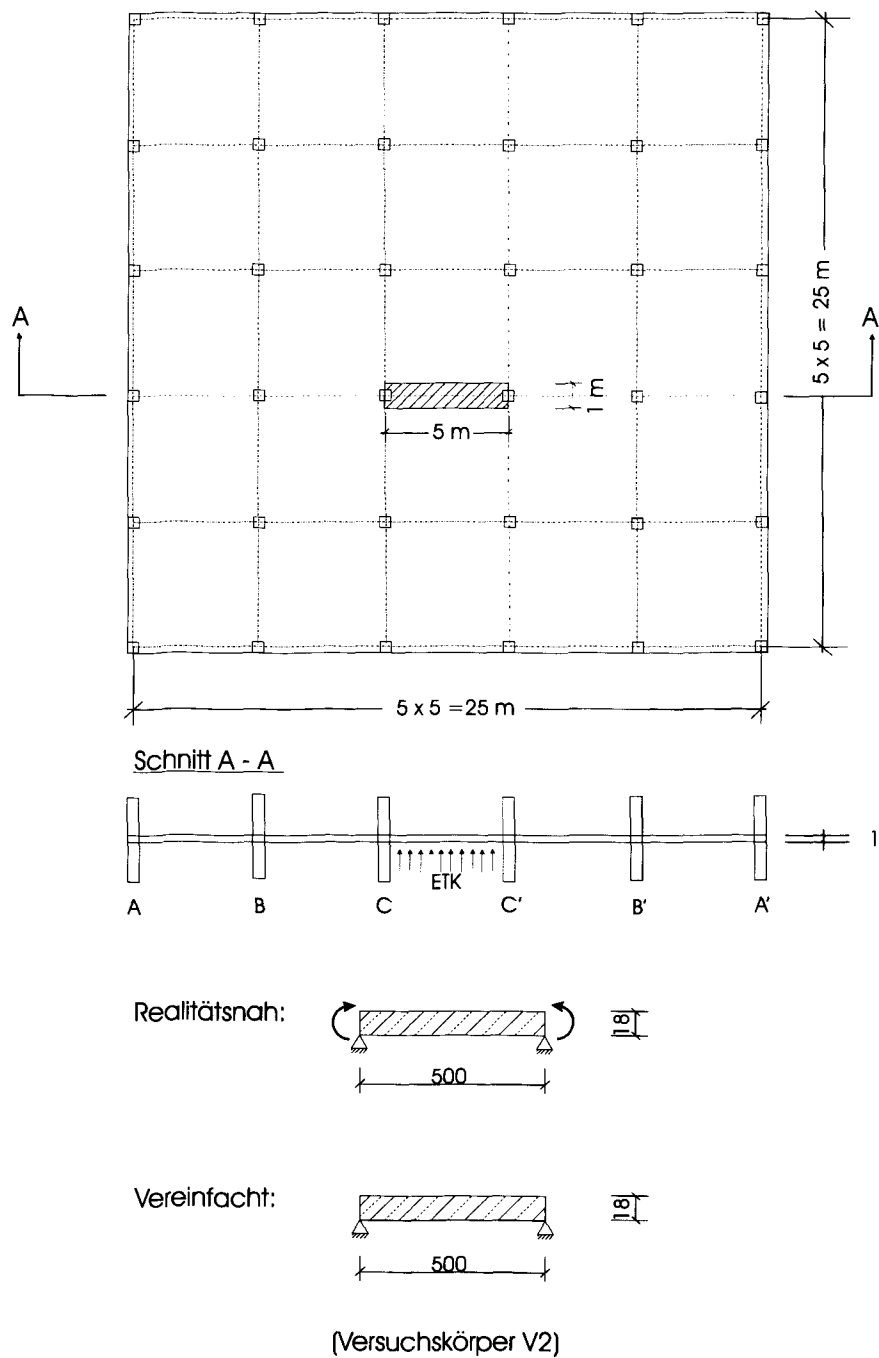


Bild 3.1: Bezug Versuchskörper zur Flachdecke mit freier Spanngliedlage

Die Probekörper waren im Bruchzustand mit schlaffer Bewehrung bemessen. Zusätzlich wurden zwei Spanndrahtlizen, St1570/1770, Nenndurchmesser 15,3 mm (0,6") mit im Spannstahlwerk aufgebrachtem Korrosionsschutz, eingebaut.

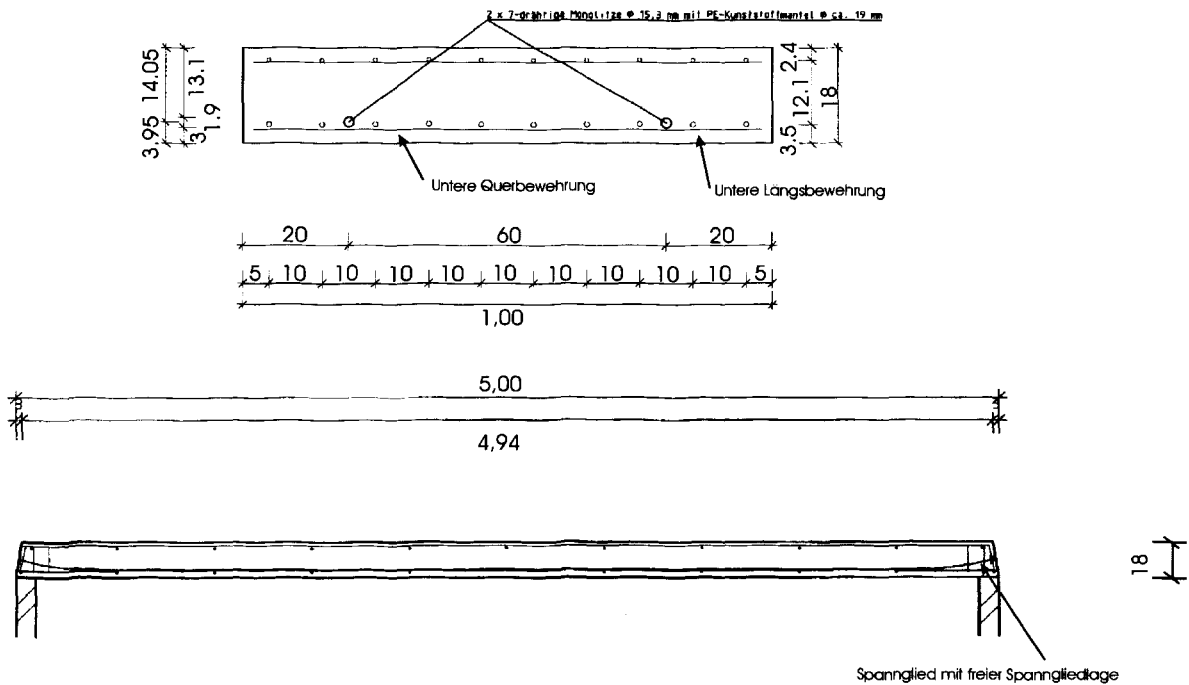


Bild 3.2: Versuchskörper V 2 der Bauteilversuche

3.1.1 Bemessung und Prüfkörper

Der Bemessung des Prüfkörpers V 2¹ liegen zunächst die folgenden Baustoffkennwerte zu Grunde (Tab. 3.1).

Beton	B35; $\beta_R=23 \text{ N/mm}^2$
Spannstahl	Litze; St 1570/1770; $\varnothing 15,3 \text{ mm}$ (0,6"); $A_z=140 \text{ mm}^2$; zul $\sigma_z= 1239 \text{ N/mm}^2$; zul $V = 173 \text{ kN/Litze}$
Betonstahl	$\varnothing 8$: BST 500 KR (kaltverformt) $\varnothing 10$: BST 500 S (nicht kaltverformt)

Tab 3.1: Der Bemessung zu Grunde liegende Baustoffkennwerte

Als Belastung wurde eine Flächenlast von 5 kN/m^2 angesetzt, die sich nach DIN 1055 z. B. aus der Nutzung als Ausstellungsraum ergibt. Diese Flächenlast wurde für die

¹ Die Prüfkörper der Begleitversuche werden mit „V 1“ und die der Bauteilversuche mit „V2“ bezeichnet. Entsprechend der Anzahl der gemachten Bauteilversuche werden noch die Bezeichnungen „V2a“, „V2b“, „V2c“ eingeführt.

Durchführung des Versuches in vier Einzellasten umgerechnet, die entsprechend gleichmäßig aufgeteilt (Bild 3.7) den Versuchskörper belasteten.

Da im Brandfall das Versagen einzelner Spannglieder nicht ausgeschlossen werden kann, wird im Bruchsicherheitsnachweis bei Flachdecken mit freier Spanngliedlage die Vorspannung nicht mit angesetzt. Es ergab sich eine untere Bewehrung des Versuchskörpers V 2 von $7,85 \text{ cm}^2/\text{m}$. Nach DIN 4102 Teil 4 [11] mußte bezogen auf die Schwerachse der Bewehrung ein Abstand u vom unteren Bauteilrand von 3,5 cm eingehalten werden. Die obere Bewehrung wurde entsprechend für das volle Wirken der Vorspannung beim Lastfall „Transport“ berechnet. Es ergab sich hier eine obere Bewehrung von $5,03 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Entsprechend der Spannstahzulassung des Monolitenspannverfahrens ohne Verbund von SUSPA wurde an der Festanker- und Spannankerseite noch eine Zusatzbewehrung angeordnet, die eine Verringerung der Rand- und Achsabstände der Spannglieder zuließ. Zusätzlich wurde die erforderliche Spaltzugbewehrung im Versuchskörper V 2 eingebaut. Die komplette Anordnung des Beton- und Spannstahls ist im Anhang in den Bildern A 13 bis A 17 ersichtlich.

Zur Einhaltung der Gebrauchstauglichkeit wurden die Umlenkkräfte der frei verlegten Spannglieder herangezogen. Da es im Hochbau nicht möglich ist, pauschal den Verlauf der Normalkraft zu verfolgen, wurde diese bei der entsprechenden Durchbiegungsberechnung nicht mit angesetzt.

Allgemein soll nach DIN 1045-1 bzw. EC 2 die Durchbiegung einer Flachdecke auf $l/250$ beschränkt werden. Danach ergäbe sich für den Versuchskörper V 2 ohne Ansatz der Vorspannung nach EC 2 Tab. 4.14 [17] eine zulässige Biegeschlankheit von $l_{\text{eff}}/d = 18$. Daraus ergäbe sich eine Höhe von $h = 30 \text{ cm}$. Durch den Ansatz der Umlenkkräfte der Vorspannung kann jedoch dieser Wert erheblich verringert werden ($h=18 \text{ cm}$).

Unter Berücksichtigung des Überganges in den Zustand II und der Einflüsse aus Kriechen und Schwinden auf die endgültige Durchbiegung unter Vorspannung ist der nötige Spannkraftbedarf ausgerechnet worden. Es erfolgte eine Iteration zwischen der jeweiligen Schlankheit und dem zur Einhaltung der Grenzdurchbiegung nötigen Spannkraftbedarf.

In unserem Fall wurde die Höhe des Bauteils auf einen verhältnismäßig geringen Wert von $h=18$ cm festgesetzt. Zur Einhaltung der maximal zulässigen Durchbiegung von $w = 1,92$ cm waren zwei Spannglieder nötig. Die dabei rechnerisch angesetzte Vorspannkraft mit Einrechnung der Langzeitverluste aus Kriechen und Schwinden betrug pro Spannglied $V = 165$ kN. Hierdurch entstand ein zentrischer Vorspannungsanteil von $-0,92$ N/mm².

Zur Verlegung der Spannglieder ist anzumerken, dass bei Umsetzung der freien Spanngliedlagen auf den Versuchskörper V 2 als reine Festpunkte nur der Fest- und Spannanker vorhanden war. Des weiteren wurden die Spannglieder bei dem Prinzip der freien Spanngliedlage ihrer natürlichen Durchbiegung überlassen. Im Feld wurden die Spannglieder nur durch einige Drähte an der unteren Querbewehrung befestigt. In Bild 3.3 ist ersichtlich, wie laut österreichischer Zulassung die Spannglieder in den Feldern und über den Innenstützen befestigt werden sollen. Im Versuchskörper V 2 wurden in Feldmitte im Abstand von 50 cm die Spannglieder mit einem doppelt genommenen 2 mm dicken Draht an der unteren Querbewehrung befestigt. Um Verletzungen am PE-Mantel zu vermeiden, sind diese Befestigungsstellen vorher noch mit einem etwa 1mm dicken Überschubrohr versehen worden.

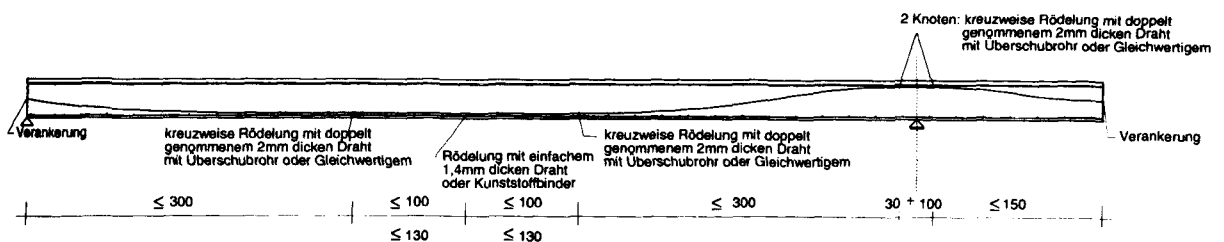


Bild 3.3: Verlegung der Spannglieder bei freier Spanngliedlagerung - Auszug aus der österreichischen Zulassung für die freie Spanngliedlage [18]

3.1.2 Baustoffe

Alle drei hergestellten Versuchskörper V 2 (V 2a, V 2b und V 2c) wurden in einer Betonage hergestellt. Der Schalboden bestand aus Stahl, für die Stirnflächen und die seitliche Schalung wurden glatte Holz-Schalttafeln verwendet.

Der verwendete Beton wies die in Tab. 3.2 ersichtliche Zusammensetzung auf.

Festigkeitsklasse	B 35
w/z – Wert	0,60
Zementart und Festigkeitsklasse	CEM 42,5 R
Zuschlagart	Sand, Kies, Split
Sieblinienbereich	A/B 0/16
Zusatzmittel	Betonverflüssiger 0,5 % v. Zementgew.
Betonzusammensetzung für 1000 dm ³	Zement 277,3 kg Zuschlag 1945,8 kg Wasser 125,8 kg (Recyclingwasser) Zusatzstoff 1,387 kg
Zusammensetzung des Zuschlags	0-2: Sand 471,6 kg 2-4: Rogätz 524,2 kg 8-16: Flechtlinge 950 kg

Tab. 3.2: Zusammensetzung des bei der Betonage von Versuchskörper V 2 verwendeten Betons

Die Sieblinie des Zuschlags lag im Bereich A/B 0/16 (Bild A 6). Es wurde ein B35 angestrebt, der auch nach Erreichen seiner 28-Tage Festigkeit β_{w28} tatsächlich nur die für einen B 35 typischen Druckfestigkeiten aufwies. Aufgrund vorhandener Erfahrungswerte wurde die hier verwendete Rezeptur ausgewählt.

Zusätzlich zu den Versuchskörpern wurden 9 Würfel mit einer Kantenlänge von 15 cm und 3 Betonprismen mit einer Höhe von 30 cm hergestellt. 3 Würfel lagerten nach der Herstellung nach DIN 1048 und wurden im Alter von 28 Tagen zur Feststellung der Würfeldruckfestigkeit β_{w28} abgedrückt. Die restlichen 6 Würfel und 3 Betonprismen lagerten wie die Versuchskörper. Es ergaben sich die in Tab. 3.3 zusammengestellten durchschnittlichen E-Moduli und Festigkeiten.

Begleitkörper	Alter [Tage]	Druckfestigkeit/E-Modul
Würfel 15 cm Normenlg.	28	43 N/mm ²
Würfel 15 cm Lg. Probekörp.	28	41 N/mm ²
Würfel 15 cm Lg. Probekörp.	82	48,04 N/mm ²
Prismen 30 cm Lg. Probekörp.	82	30233,33 N/mm ²

Tab. 3.3: Betonfestigkeiten (Würfel 15 cm Kantenlänge) und E-Moduli (Betonprismen 30 cm Länge)

Die Prüfkörper wurden mit 7-drähtigen 0,6“ Spanndrahtlitzen ST 1570/1770 mit im Spannstahlwerk aufgebrachtem Korrosionsschutz vorgespannt. Genauere Angaben über den Korrosionsschutz können Kap. 2.1.1 entnommen werden. Für die Spanndrahtlitzen wurden an drei Proben die Zugfestigkeit, die $\beta_{0,01}$ – Grenze, die $\beta_{0,2}$ – Grenze, der Elastizitätsmodul und die Spannstahlquerschnittsfläche geprüft. In Tabelle 3.4 sind die Mittelwerte der untersuchten Kenngrößen zusammengestellt.

E-Modul	N/mm ²	1,93 * 10 ⁵
Querschnitt	mm ²	140,24
$\beta_{0,2}$ - Grenze	N/mm ²	1715
$\beta_{0,01}$ - Grenze	N/mm ²	1441
Zugfestigkeit	N/mm ²	1864

Tab. 3.4: Kennwerte des Spannstahls

Als schlaaffe Bewehrung wurde ausschließlich ein BST 500 verwendet. Die durchschnittlichen Kennwerte aus drei Proben sind in den Tabellen 3.5 und dargestellt.

E-Modul	N/mm ²	1,93 * 10 ⁵
Querschnitt	mm ²	50,62
$\beta_{0,2}$ - Grenze	N/mm ²	550
Zugfestigkeit	N/mm ²	577

Tab. 3.5: Kennwerte der verwendeten schlaffen Bewehrung (Ø 8), BST 500 KR

E-Modul	N/mm ²	2,05 * 10 ⁵
Querschnitt	mm ²	76,57
$\beta_{0,2}$ - Grenze	N/mm ²	594
Zugfestigkeit	N/mm ²	669

Tab 3.6: Kennwerte der verwendeten schlaffen Bewehrung (Ø 10), BST 500 S

3.1.3 Temperaturmeßquerschnitte

Zur Aufzeichnung der Temperatur-Zeit-Verläufe wurden am Beton- und Spannstahl sowie im Beton Messelemente angeordnet. Dazu wurden NiCr-Ni-Thermoelemente verwendet

(Drahtdurchmesser 0,5 mm). Beim Beton- und Spannstahl wurden die freien Enden zu Messperlen verschweißt.

Zur Befestigung der Meßperlen am Spannstahl wurden kleine 0,2 mm Löcher auf der Oberseite des Spanngliedes in des PE-Hüllrohr gebohrt. Danach konnten die Meßperlen an den entsprechenden Stellen (Bild 3.4 und Bild A 31) unter das Hüllrohr gefädelt werden und konnten dann mit einem Wickeldraht (0,65 mm) und einem robusten Klebeband am Hüllrohr befestigt werden.

Die Befestigung der Meßperlen am Betonstahl erfolgte ebenfalls an den entsprechenden Stellen durch einen Wickeldraht und Klebeband. Die Anordnung der 5 Meßstellen erfolgte an einem mittig im Bauteil liegenden Bewehrungsstahl.

Zur Messung der Betontemperaturen im Bauteil wurden Thermoleitern hergestellt. Diese bestanden aus einem kleinen leiterartigen Gestell, an dem an vordefinierten Höhen (Bild 3.4) die Drähte der Thermoelemente angeordnet waren.

Die Thermodrähte der Meßstellen des Beton- und Spannstahls wurden ca. auf einer Länge von 25 cm auf der Bewehrung geführt (Bild A 31) und mit Klebeband fixiert. Die Drähte aller Meßpunkte wurden dann bereichsweise zusammengefasst und gebündelt und an der Oberseite der Probekörper aus dem Beton herausgeführt. Lage und Bezeichnung aller Meßstellen ist Bild 3.4 zu entnehmen.

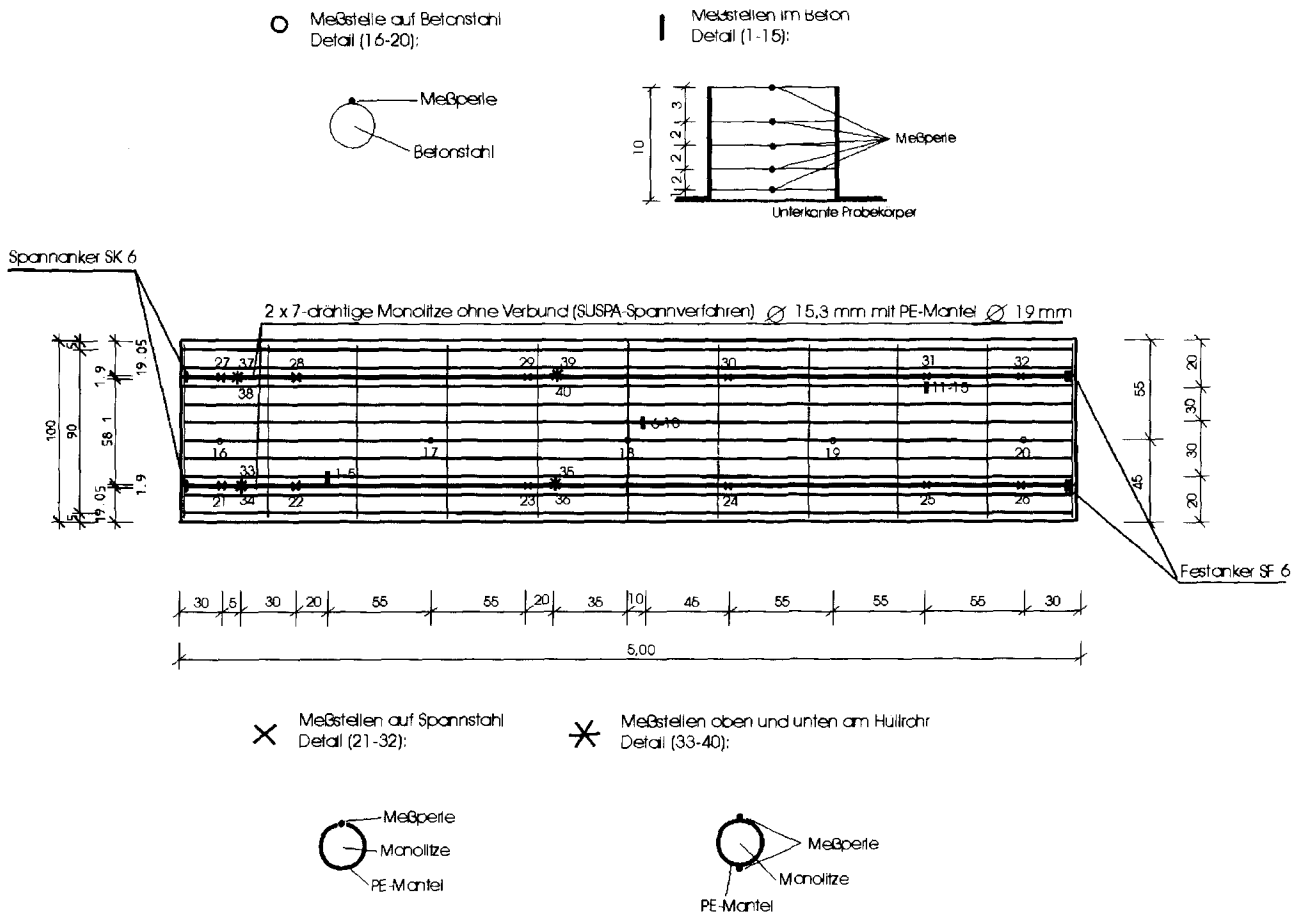


Bild 3.4: Anordnung der Temperaturmessstellen in Versuchskörper V 2

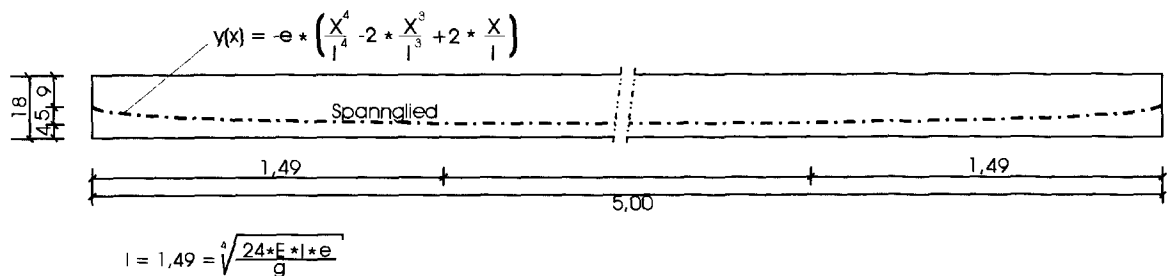


Bild 3.5: Darstellung der Spanngliedachse

3.1.4 Lagerung und Trocknung

Die Prüfkörper V 2 wurden am 13.08.01 im Fertigteilwerk Wiesensee in Wittingen-Radenbeck hergestellt. Nach der Betonage wurden diese vier Tage feuchtgehalten und anschließend im Freien unter einer Abdeckung drei Wochen gelagert. Danach lagerten die Versuchskörper in einer Halle, die annähernd das Normklima von 20 °C und eine Luftfeuchte von 65 % aufwies. Bei Versuchsdurchführung Anfang November 2001

wiesen die Probekörper ein Alter von ungefähr 80 Tagen auf, das nicht ganz der Forderung von 100 Tagen in DIN 4102 entsprach.

3.2 Versuchsaufbau und –Durchführung

3.2.1 Brandraum und Beheizung

Die Prüfkörper wurden seitlich in eine Brandkammer mit 8 m Länge und 4 m Breite eingebaut. Die lichte Brandkammerhöhe betrug 1,51 m. Die Einbaurichtung und Einbaulage ist Bild 3.6 zu entnehmen. Die Abgrenzung des Versuchsaufbaus in der Brandkammer erfolgte durch Gasbetonsteine. Dadurch wurde eine Brandkammer gebildet, die eine Länge von 4,00 m und eine Breite von 1,20 m aufwies. Die Abdichtung zwischen Prüfkörper und der Abgrenzungswände aus Gasbeton erfolgte durch ein feuerfestes Abdichtungsmaterial.

Die Beheizung der Prüfkörper erfolgte von den beiden Stirnseiten durch zwei Ölbrenner. Es wurde ein Heizöl nach DIN 51603 verwendet und die Beflammung folgte der Einheits-Temperatur-Kurve nach DIN 4102 Teil 2 [16]. Die Flammenachsen verliefen 75 cm unterhalb und in Längsachse der Prüfkörper. Die Flammenlänge betrug etwa 0,8 bis 1,0 m. Die Rauchgase wurden durch Abzüge am Boden des Brandraums abgesaugt. In den Bildern 3.6, 3.7 und 3.8 ist der Einbau der Prüfkörper im Brandofen schematisch dargestellt.

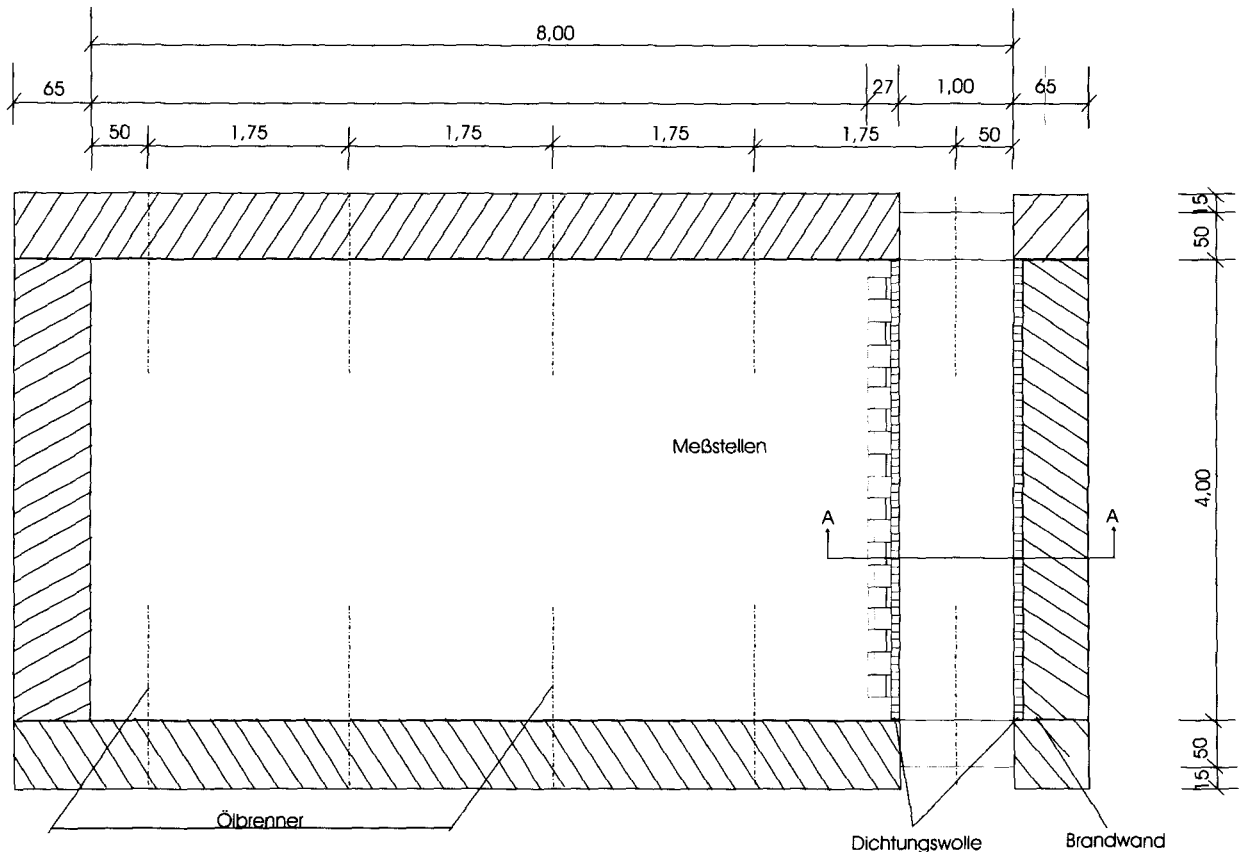


Bild 3.6 Einbau des Prüfkörpers im Brandkammerofen

3.2.2 Einbau, Belastung und Vorspannung der Prüfkörper

Die Prüfkörper waren so eingebaut, dass der Abstand der beiden Auflager 4,75 m betrug. Die Brandwände wiesen eine Breite von 0,65 m auf. Der beflammbare Bereich betrug 4,00 m, es ergaben sich also an jeder Seite der Prüfkörper ein nichtbeflammter Bereich von 0,5 m. Die Auflager waren gegen übermäßige Erwärmung durch eine Isolierung geschützt. Ein Auflager wurde durch zwei Stahlplatten mit zwischenliegendem Halbrund als horizontal unverschieblich ausgeführt, das andere Auflager wurde durch ein zwischen zwei Stahlplatten liegendes Vollrund als horizontal verschieblich ausgeführt.

Bei beiden Teilen der Versuchsdurchführung (Brandversuch unter Gebrauchslast und anschließende Belastung am wieder erkalteten Versuchskörper) wurde die Belastung durch zwei hydraulische Pressen aufgebracht. Die Brandversuche erfolgten unter Gebrauchslast. Dabei ergab sich eine Pressenlast von je 12,5 kN, die während des gesamten Brandversuches konstant gehalten wurde. Durch längsliegende Traversen wurde die Pressenkräfte auf vier Krafteinleitungsbereiche übertragen. An diesen vier Krafteinleitungsbereichen wurde die Kraft dann über vier querliegende Traversen in den

Versuchskörper eingebracht. In Bild 3.7 ist die Anordnung der Pressen und der Traversen sowie der Auflager ersichtlich.

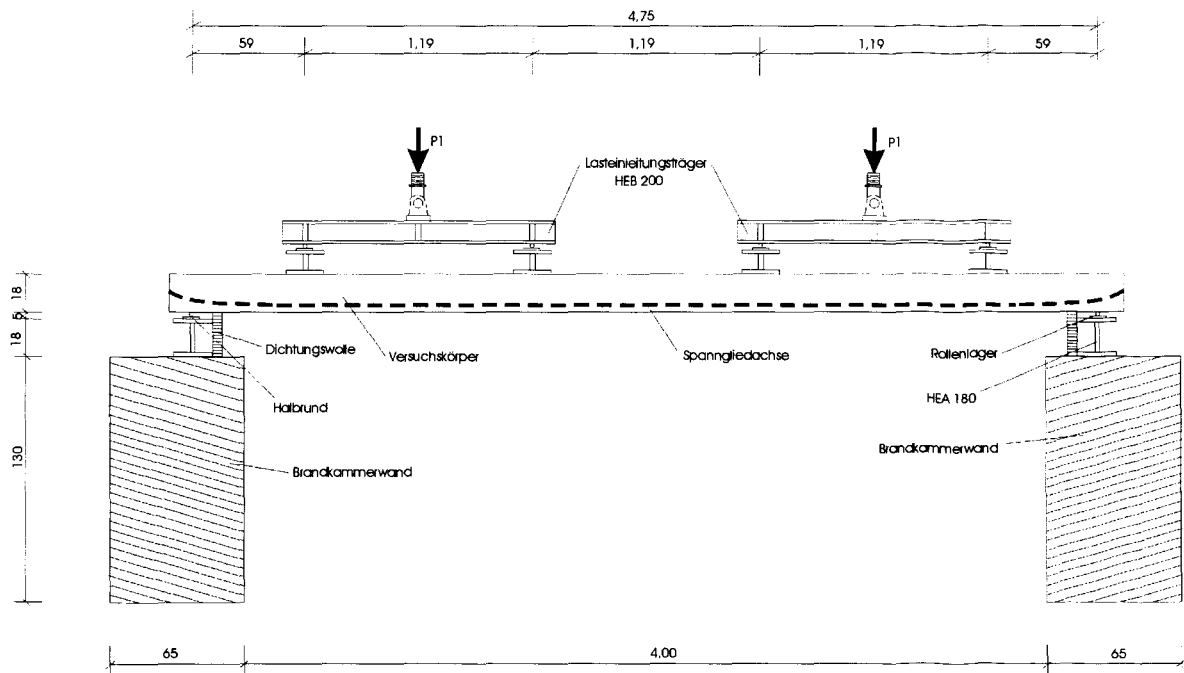


Bild 3.7: Anordnung des Prüfkörpers V 2 im Versuchsstand

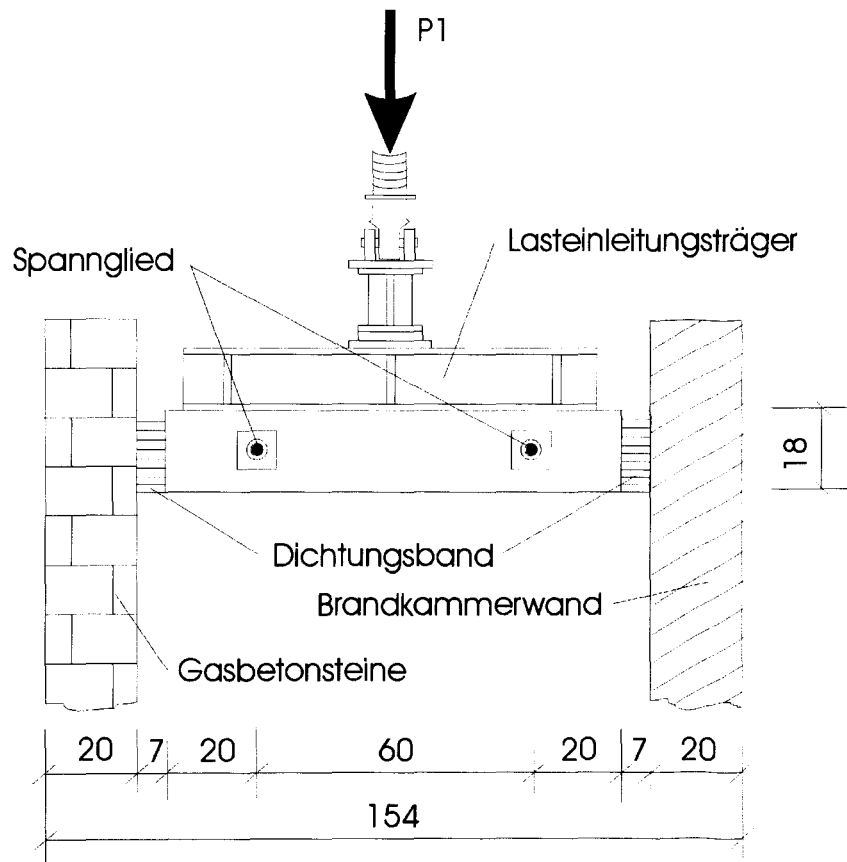


Bild 3.8: Anordnung des Prüfkörpers V 2 im Versuchsstand

Die Vorspannung der Versuchskörper erfolgte drei Tage vor Beginn der Versuche. Die Vorspannung wurde von der Firma SUSPA mit einer speziellen für dieses

Spannverfahren geeigneten Presse aufgebracht. Mit dieser Presse war es möglich, eine Vorspannkraft aufzubringen, diese zu halten und gleichzeitig in einem Arbeitsgang die Spannglieder auch zu verkeilen. Da der Keilschlupf unvermeidbar ist und auf einer relativ kurzen Versuchskörperlänge von 5 m einen relativ großen Einfluß hat, musste die Vorspannung durch mehrmaliges Erhöhen der Pressenkraft aufgebracht werden. Dabei wurde beim Vorspannen eine Kraft bis zu 185 kN erreicht. Es stellten sich die folgenden kurz vor Versuchsdurchführung gemessenen Vorspannkraften in den Versuchskörpern ein.

	Versuchskörper V2a	Versuchskörper V2b	Versuchskörper V2c
Spannglied 1	0	167,67 kN	165,65 kN
Spannglied 2	0	168,49 kN	167,31 kN

Tab. 3.6: Vorspannkraften vor den Brandversuchen

Aufgrund des nicht vermeidbaren Keilschlupfes waren die erkennbaren Unterschiede der Spannkraft unvermeidbar.

3.2.3 Meßprogramm

Das Meßprogramm umfasste die Aufnahme von Temperaturen am Beton- und Spannstahl sowie im Beton. Des weiteren wurden die über die Pressen aufgebrachten äußeren Kräfte, die Vorspannkraften und die vertikalen Verformungen in Versuchskörpermitte während der ganzen Versuchsdauer gemessen. Die Aufzeichnung dieser Messwerte erfolgte bei den Brandversuchen im Minutentakt. Die Werte wurden automatisch gespeichert. Die Aufzeichnung der Meßergebnisse im zweiten Versuchsteil, d.h. beim Aufbringen der Bruchlast erfolgte am wiedererhalteten Versuchskörper im Sekundentakt.

3.2.3.1 Messung der Brandraumtemperaturen

An 6 Stellen wurde mit NiCr-Ni-Thermoelementen (3 mm) die Brandraumtemperatur kontrolliert. Mit diesen Messwerten erfolgte gleichzeitig die Steuerung der Temperatur nach der Einheits-Temperaturzeitkurve. In Bild 3.9 ist die Lage der Messelemente im Brandraum ersichtlich.

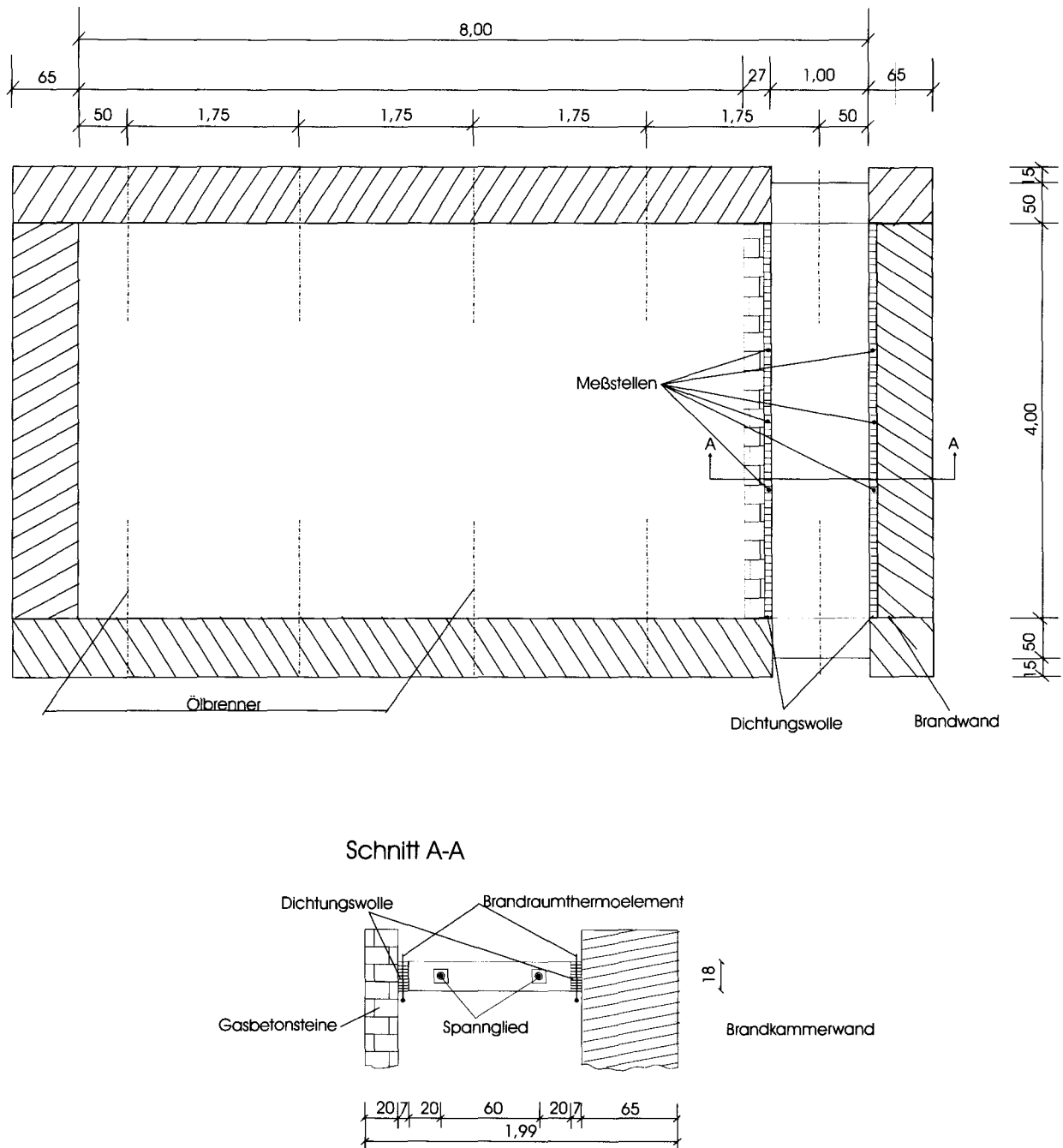


Bild 3.9: Lage der Messelemente im Brandraum

3.2.3.2 Messung der Temperatur der Spannglieder und der schlaffen Bewehrung

Die Temperaturen wurden sowohl am Bewehrungsstahl und Spannstahl als auch im Beton mit NiCr-Ni Thermoelementen gemessen. Die genaue Anordnung und Aufbereitung der Messelemente ist in Abschnitt 3.1.3 genauer beschrieben.

3.2.3.3 Messung der Betontemperaturen

Die Betontemperaturen wurden mit Hilfe von NiCr-Ni Thermoelementen gemessen. Die einzelnen Meßelemente, die hierbei nicht zu Meßperlen verklebt waren, wurden in bestimmten Höhenlagen an Thermoleitern befestigt (siehe Bild 3.4 und Kapitel 3.1.3).

3.2.3.4 Messung der Vorspannkraft

Die Messung der Vorspannkraft während der Versuche erfolgte durch Ringkraftmessdosen der Firma Hottinger Baldwin Messtechnik. Die genaue Anordnung dieser Kraftmessdosen, die auf der Festankerseite angebracht waren, ist in den Bildern 3.10 und 3.11 dargestellt.

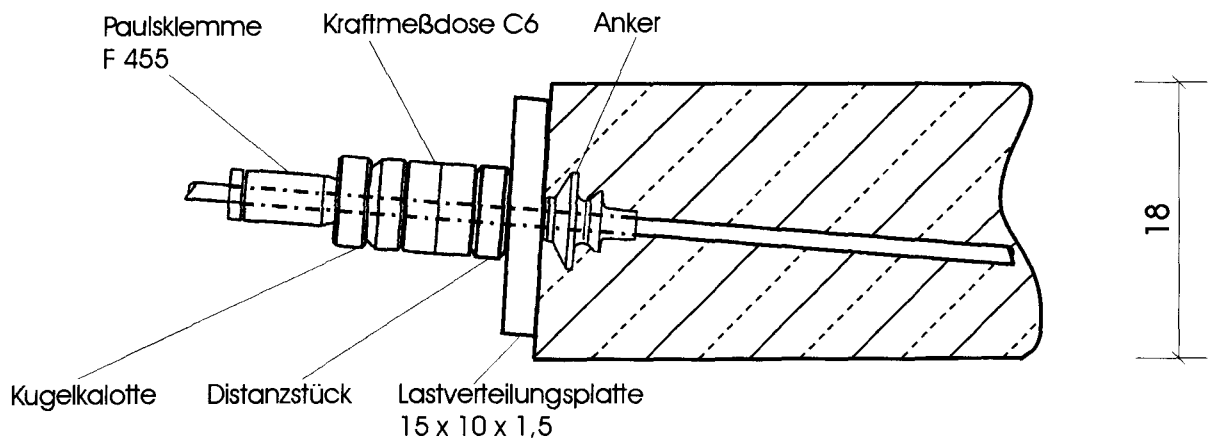


Bild 3.10: schematische Anordnung der Kraftmessdosen

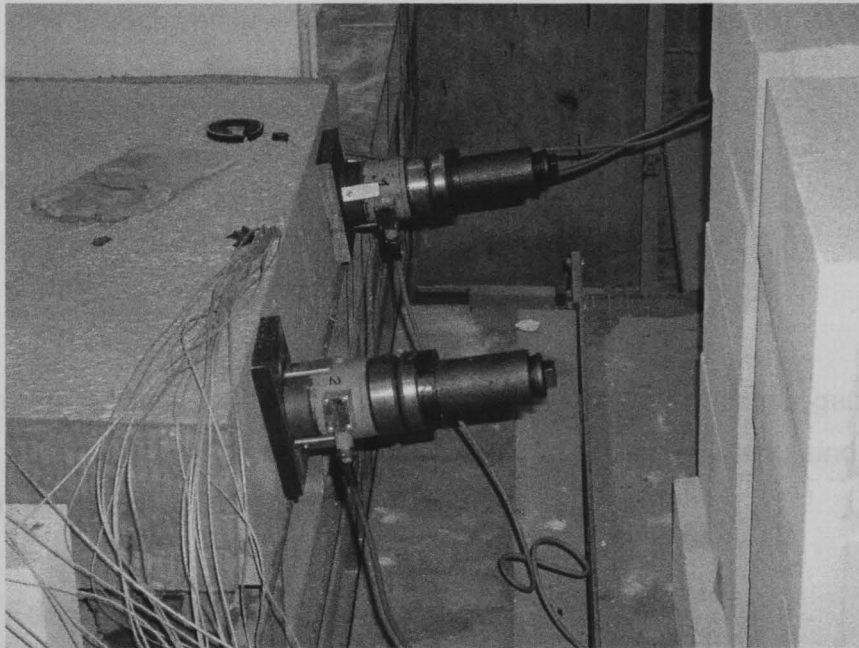


Bild 3.11: Anordnung der Kraftmeßdosen

Die Kraftmeßdose stützte sich auf einer etwa 1,5 cm dicken Scheibe ab, die den gleichen Durchmesser wie die Kraftmeßdose hatte. Zur Krafteinleitung in den Versuchskörper wurde die Kraft noch einmal über eine Platte mit den Abmessungen 15 * 10 cm verteilt. Diese Platte wies eine Dicke von 1,5 cm auf. Die Verankerung des Spannglied erfolgte mit einer Paulsklemme. Um eine zentrische Krafteinleitung in die Kraftmessdosen zu gewährleisten wurde noch eine Kugelkalotte mit einer Ausgleichsscheibe zwischen Paulsklemme und Kraftmessdose angeordnet. Die Ausgleichsscheibe war nötig, da Paulsklemme und Krafteinleitung der Kraftmessdose unterschiedliche Durchmesser aufwiesen. Vor dem Einbau wurden die Kraftmessdosen zusammen mit den Meßverstärkern für einen Bereich von 40 bis 200 kN kalibriert.

3.2.3.5 Messung der Vertikalverformung

Die Vertikalverformung in der Mitte der Prüfkörper wurde mit Hilfe feiner Stahldrähte, die von der Meßstelle zu Drehpotentiometern liefen, gemessen.

3.2.3.6 Sonstige Beobachtungen

Während der Brandversuche und den nach Abkühlung erfolgten Bruchversuchen wurden die Probekörper eingehend augenscheinlich beobachtet. Erscheinungen, wie Rissbildung, Wasser- oder Fettaustritt wurden aufgenommen und dokumentiert. Durch

Fenster in den Brandkammerwänden war es eingeschränkt möglich, Abplatzungen und Rissbildung während des Versuchs zu beobachten.

3.3 Versuchsergebnisse

3.3.1 Brandraumtemperatur

In allen drei Brandversuchen wurde die Einheits-Temperaturzeitkurve gemäß DIN 4102 Teil 2 [16] im zulässigen Toleranzbereich eingehalten. Die Meßwerte sind im Anhang in den Bildern A 18 bis A 20 dargestellt.

3.3.2 Feuchtigkeitsgehalt der Prüfkörper

Der genaue Feuchtigkeitsgehalt der Prüfkörper wurde nicht bestimmt, da das Austrocknungsverhalten der Betonproben sich oftmals zu stark von dem des Versuchskörpers unterscheidet. Es ist allerdings davon auszugehen, dass der Betonkörper aufgrund seines relativ geringen Alters von 80 Tagen zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung noch relativ große Restfeuchtigkeiten aufwies, die oberhalb von 5 % lagen.

3.3.3 Temperatur der Spannglieder

Insgesamt sind drei Brandversuche durchgeführt worden. In diesen Versuchen erfolgte die 90-minütige Beflammung nach Einheits-Temperaturzeitkurve. Die gemessenen Temperaturen an den Spanngliedern unterschieden sich daher nicht wesentlich. In diesem Kapitel wird daher einmal in einem Diagramm der an 12 Meßstellen gemessene typische Temperatur-Zeitverlauf der Spannglieder dargestellt.

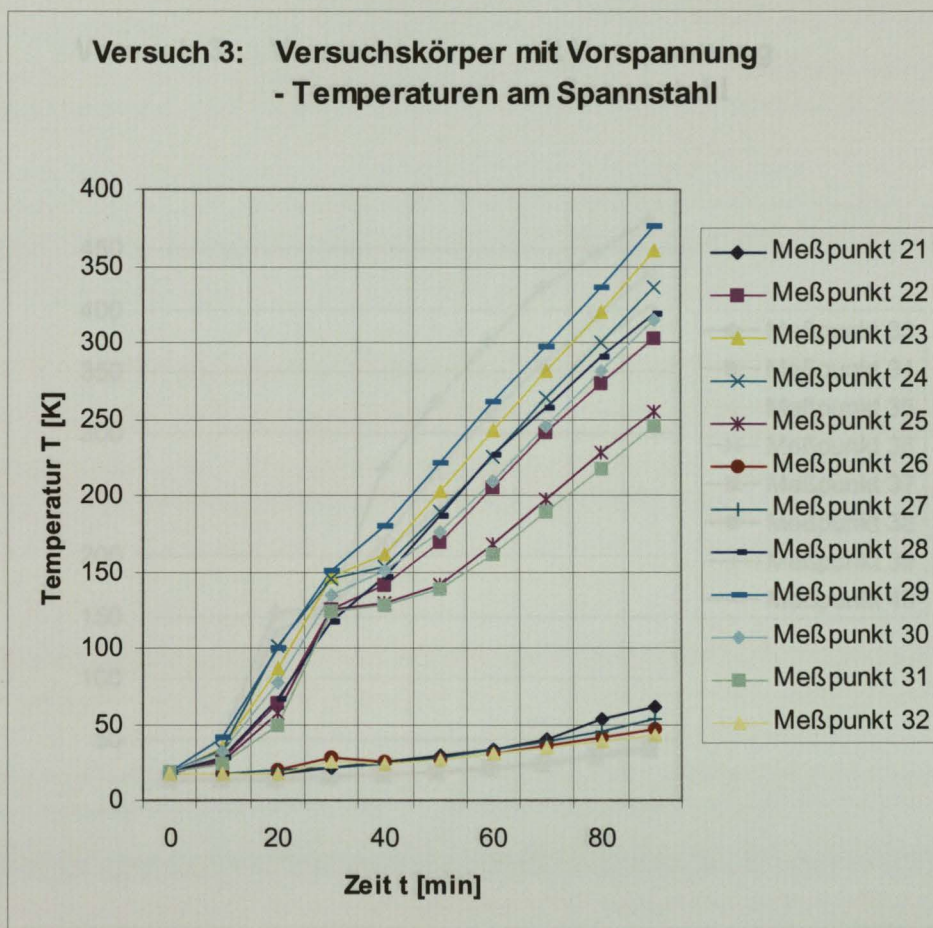


Bild 3.12: Temperaturen am Spannstahl – Versuch 3 – Versuchskörper V2c

Die Zuordnung der einzelnen Meßstellen ist in Bild 3.4 zu finden. Es zeigt sich, dass gerade in den mittleren Bereichen (Meßstelle 29, 30, 23 und 24) Temperaturen am Spannglied bis 380 ° C erreicht werden. In diesen Bereichen hat das Spannglied den geringsten Abstand zur beflamten Unterseite. Wie auch im Bild A 17 erkennbar beträgt dieser Abstand zwischen Unterkante Hüllrohr und Unterkante Betonkörper 3 cm.

In einem weiteren Diagramm werden die Temperatur-Zeitverläufe dargestellt, die an den Meßstellen gemessen wurden, die oben und unten am Hüllrohr zur Feststellung der Temperaturgradienten über den Spannstahlquerschnitt befestigt waren.

Vergleicht man hier die maximalen Temperaturen der Meßstelle 21 aus Bild 3.12 mit den Meßstellen 39 und 40 aus Bild 3.13 so lässt sich ein Temperaturunterschied zwischen oberer und unterer Meßstelle von 30 ° C erkennen. Insgesamt wurden aber oben und unten am Hüllrohr mit 430 ° C bzw. 400 ° C etwas höhere Temperaturen gemessen, was darauf schließen lässt, dass die äußeren Bereiche etwas schneller erwärmt werden als das Spannglied selbst.

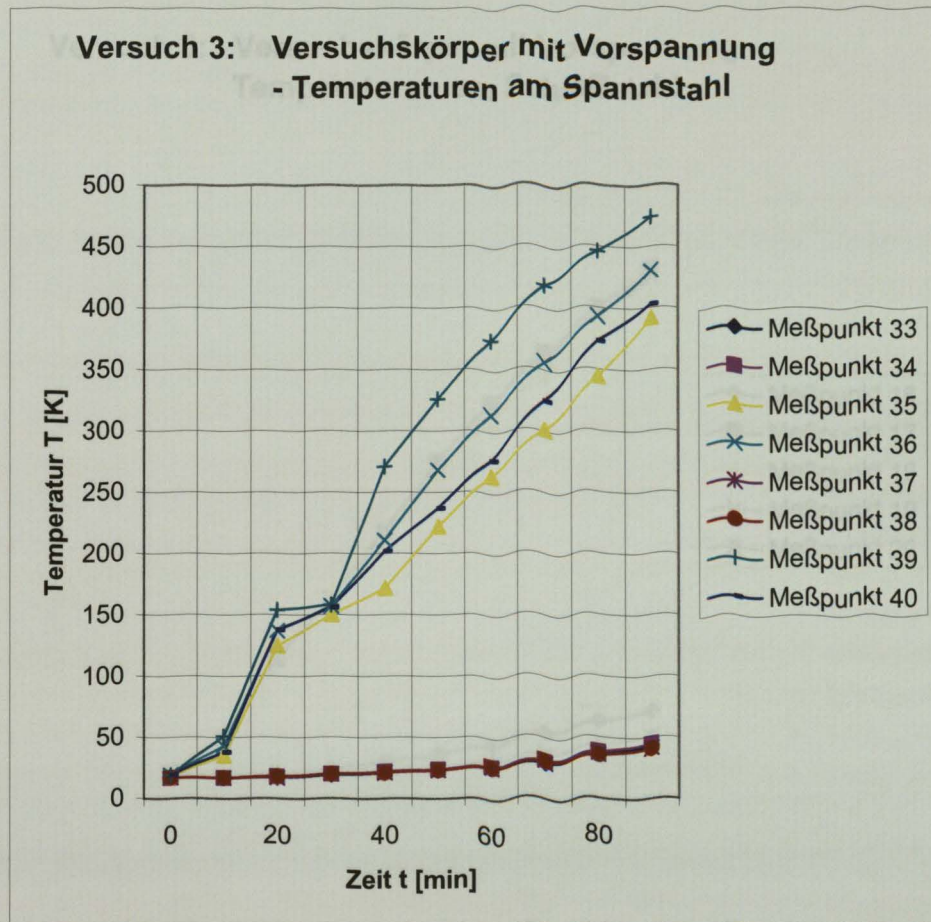


Bild 3.13: Temperaturen oben und unten am Hüllrohr – Versuch 3 – Versuchskörper V2c

Die gemessenen Temperaturen am Spannglied bei Versuch 2, die in Bild A 21 zu sehen sind, liegen am Meßpunkt 31 wesentlich höher (480 ° C), was mit den in diesen Versuchen erfolgten Abplatzungen begründbar ist. Die Abplatzungen sind im Anhang ebenfalls in den Bildern A 29 bis A 30 wiedergegeben. Die Folgen dieser erhöhten Temperaturen werden in Kapitel 3.4.1 in Zusammenhang mit der Entwicklung der Vorspannkräfte weiter behandelt.

3.3.5 Betontemperaturen

Ein wichtiges Ergebnis ist hier, dass die Spannglieder während eines 90 minütigen Normbrandes auf bis zu 380 ° C erhitzt wurden (ohne Abplatzungen). Im Zusammenspiel mit dem Kraftverlauf der Vorspannung und der temperaturabhängigen Streckgrenze ist zu klären, ob hier die kritische Temperatur erreicht wird (Kap. 3.4.1).

3.3.4 Temperatur der schlaffen Bewehrung

Die Temperaturen der schlaffen Bewehrung ist in diesem Kapitel für Versuchskörper V2c (Versuch 3) dargestellt.

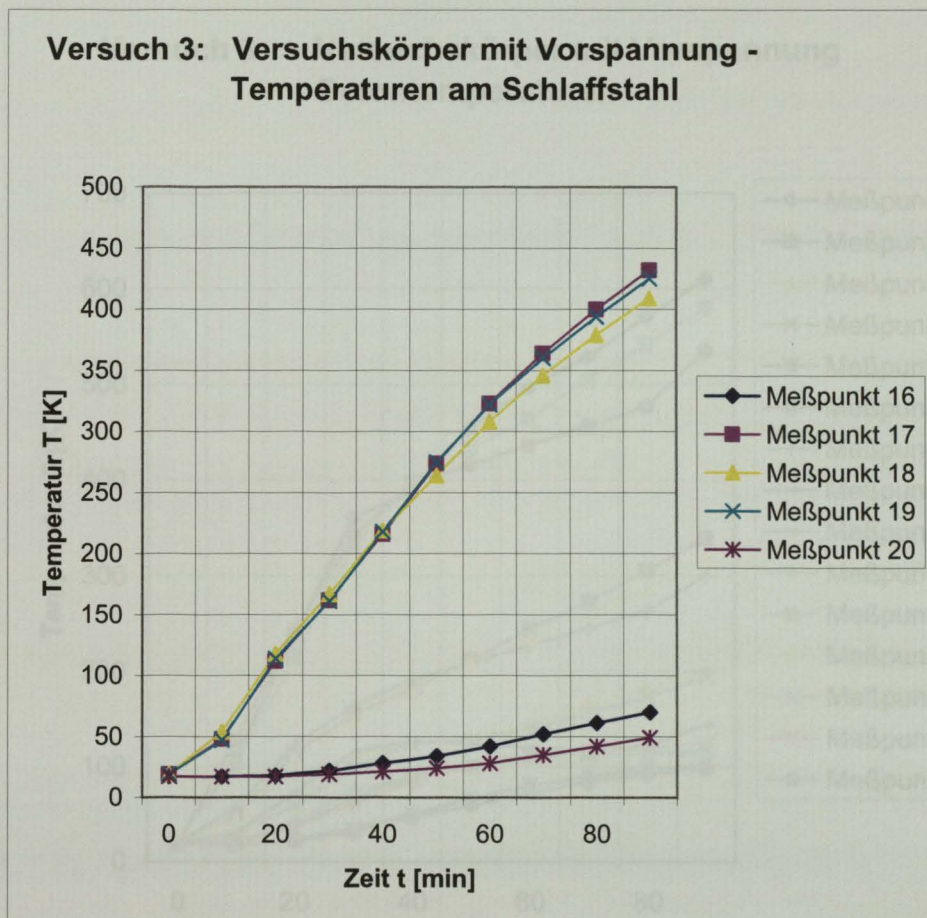


Bild 3.14: Temperaturen der schlaffen Bewehrung – Versuchs 3 – Versuchskörper V2c

Wie in Bild 3.3 ersichtlich lagen die Meßstellen 17,18 und 19 in der Mitte des Versuchskörpers. Hier wurden Temperaturen bis zu 430 ° C erreicht. Die Temperaturen der schlaffen Bewehrung der anderen beiden Versuchskörper sind im Anhang in den Bildern A 23 und A 24 zu finden. Sie zeigen entsprechend ähnliche Ergebnisse.

3.3.5 Betontemperaturen

Die Betontemperaturen sind an verschiedenen Stellen und Höhenlagen im Bauteil gemessen worden. Die Anordnung der Meßstellen ist in Bild 3. 3 zu erkennen. Hier werden ebenfalls wieder die ermittelten Betontemperaturen des Versuchskörpers V2c aus Versuch 3 dargestellt. Die Betontemperaturen der anderen Versuche sind im Anhang in den Bildern A 25 und A 26 zu finden.

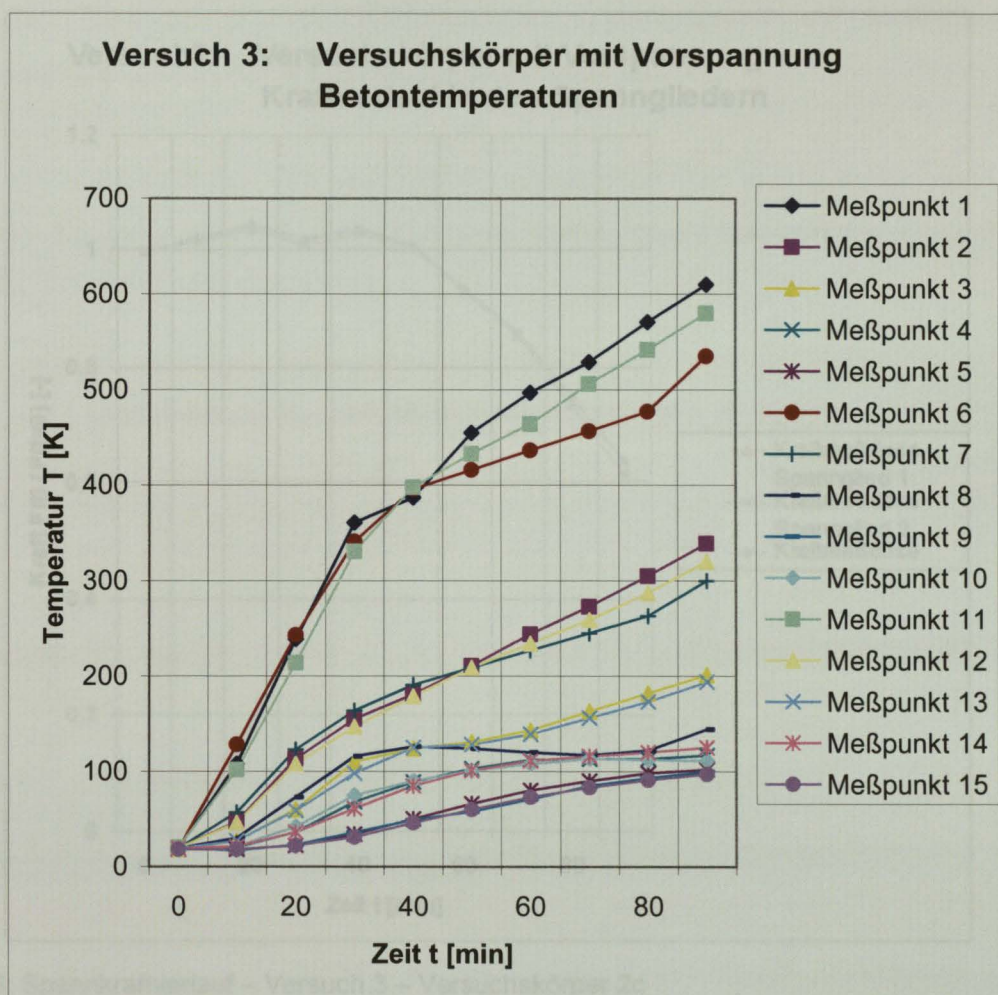


Bild 3.15: Betontemperaturen – Versuch 3 – Versuchskörper V2c

In Bild 3.16 ist erkennbar, dass an den Meßstellen 1,6 und 11, die sich 3 cm über der Unterkante des Versuchskörpers befinden, Temperaturen bis 610 ° C gemessen wurden. Die Meßstellen 2,7 und 12, die sich 2 cm höher befanden, zeigten dagegen nur noch maximale Temperaturen bis etwa 320 ° C.

3.3.6 Vorspannkräfte

Der Verlauf der Vorspannkräfte während des 3. Brandversuches ist im Folgenden in Bild 3.16 dargestellt. Im 2. Brandversuch kam es aufgrund von Abplatzungen zu einer wesentlich höheren Temperatur am Spannglied, so dass hier die kritische Temperatur des Spanngliedes weit überschritten wurde. Es kam zum Reißen eines Spanngliedes, was in Bild A 27 durch den plötzlichen starken Spannkraftabfall erkennbar ist. Die Restkraft resultiert daraus, dass noch einzelne Drähte der Monolitze intakt blieben.

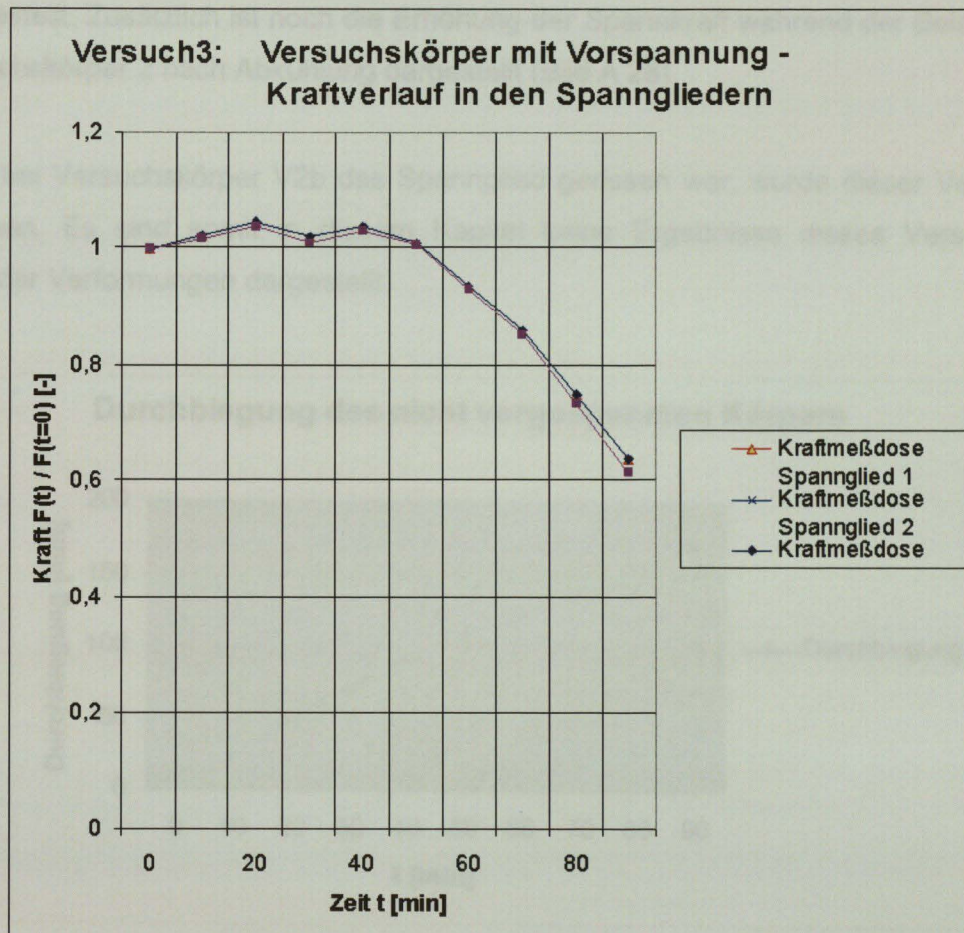


Bild 3.16: Spannkraftverlauf – Versuch 3 – Versuchskörper 2c

Der dargestellte Spannkraftverlauf in Bild 3.16 läßt sich in drei prägnante Abschnitte einteilen. Die Kraft steigt in den ersten 20 Minuten um etwa 5 % an, bleibt danach über 20 Minuten in etwa konstant und fällt dann ab der 40. Minute bis zum Versuchsende fast linear ab. Die Vorspannung sinkt bis auf 60 % ihres ursprünglichen Wertes.

3.3.7 Prüfkörperverformungen

Bei den Prüfkörperverformungen muß zwischen zwei Versuchsabschnitten unterschieden werden. Die Versuchskörper V2a und V2c wurden unter Gebrauchslast einer 90 minütigen Brandbeanspruchung unterzogen. Die Durchbiegungen des vorgespannten (V2a) und einmal nicht vorgespannten Versuchskörpers (V2c) während der Brandbeanspruchung werden im Folgenden dargestellt (Bild 3.17 und 3.18).

Nachdem beide Versuchskörper wieder abgekühlt waren, wurde das Trag und Verformungsverhalten bis zum Erreichen der Bruchlast untersucht. Die Restdurchbiegungen, die nach dem Abkühlen ohne Last gemessen wurden, und die Last- und Verformungsbeziehungen beider Versuchskörper sind in den Bildern 3.19 und

3.20 dargestellt. Zusätzlich ist noch die Erhöhung der Spannkraft während der Belastung von Versuchskörper 2 nach Abkühlung dargestellt (Bild A 28).

Nachdem bei Versuchskörper V2b das Spannglied gerissen war, wurde dieser Versuch abgebrochen. Es sind somit in diesem Kapitel keine Ergebnisse dieses Versuches bezüglich der Verformungen dargestellt.

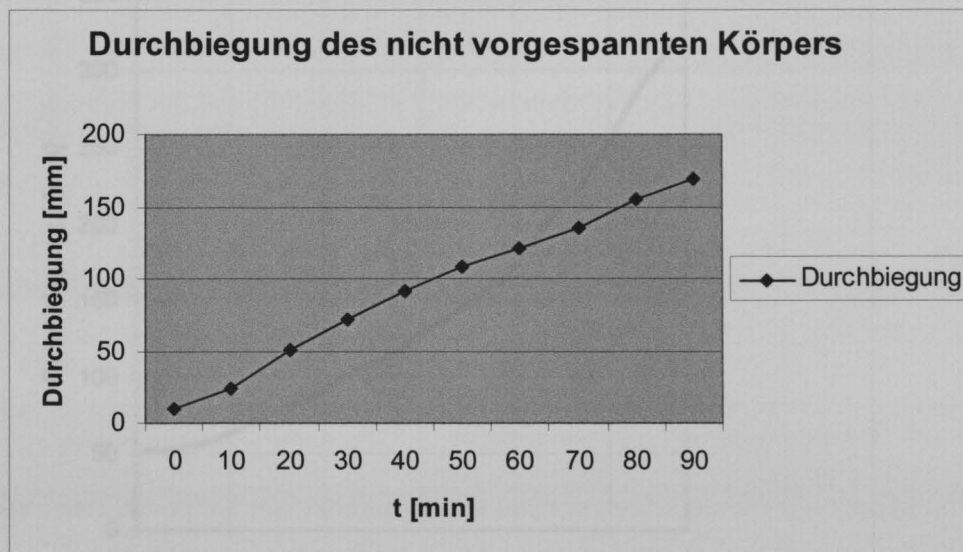


Bild 3.17: Verformungen in Trägermitte während des Brandversuchs – Versuch 1 – Versuchskörper V2a

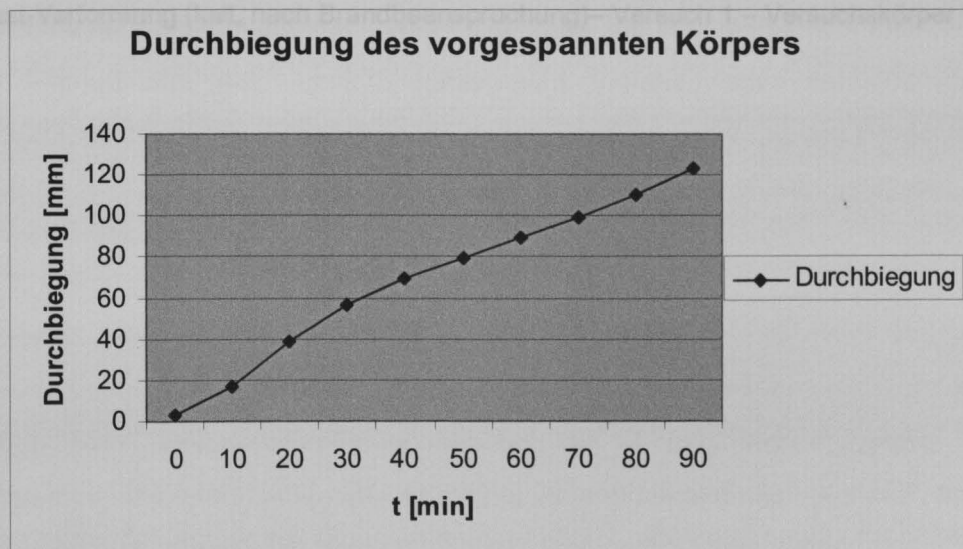


Bild 3.18: Verformungen in Trägermitte während des Brandversuchs – Versuch 3 – Versuchskörper V2c

Vergleicht man die Verformungen in Trägermitte zwischen Versuchskörper V2a und Versuchskörper V2c (Bild 3.17 und 3.18) so ist erkennbar, dass die maximale Durchbiegung beim vorgespannten Versuchskörper (V2c) mit 12 cm um 5 cm geringer

ist als beim nicht vorgespannten Versuchskörper (V2b), bei dem die maximale Durchbiegung 17 cm betrug.

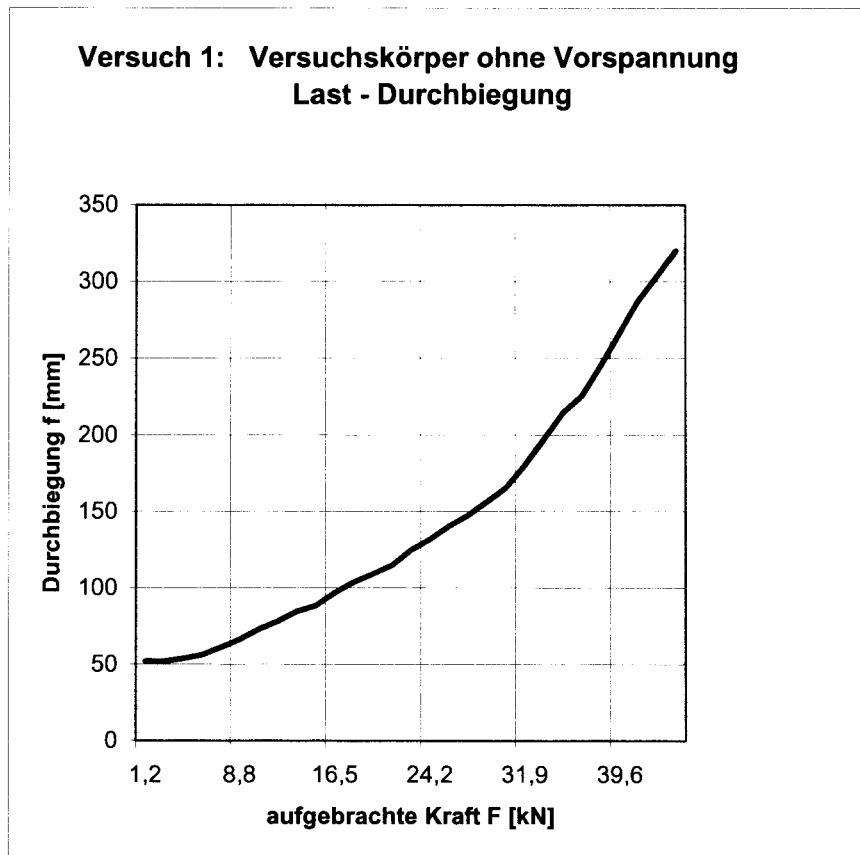


Bild 3.19: Last-Verformung (kalt, nach Brandbeanspruchung)– Versuch 1 – Versuchskörper V2a

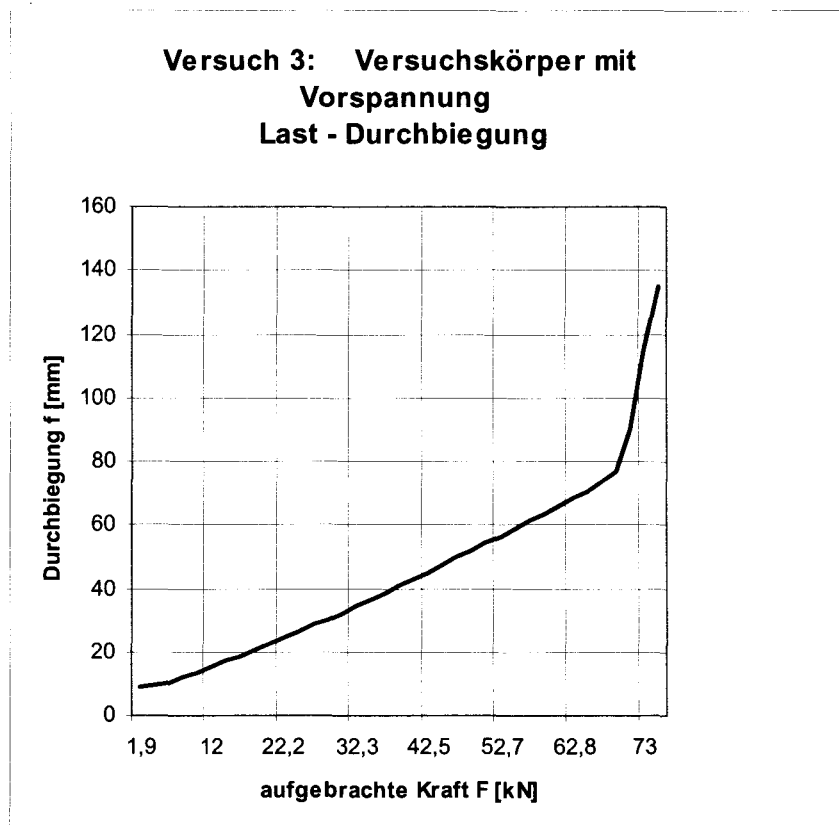


Bild 3.20: Last-Verformung (kalt, nach Brandbeanspruchung)– Versuch 3 – Versuchskörper V2c

In Bild 3.20 ist zu erkennen, dass bis zum Eintreten des Bruches noch eine Pressenlast von 43 kN aufgebracht werden konnte, was der 2,3- fachen Gebrauchslast entsprach. Beim vorgespannten Versuchskörper konnte dagegen bis zum Erreichen des Bruches noch eine Pressenlast von 73 kN aufgebracht werden, was der 3,5- fachen Gebrauchslast entsprach. Die erreichten maximalen Durchbiegungen beim Erreichen des Bruches lagen beim nicht vorgespannten Versuchskörper bei 320 mm und beim vorgespannten Versuchskörper bei 130 mm.

Von besonderer Bedeutung sind die Anfangsdurchbiegungen, die sich nach dem Abkühlen unter Eigengewicht eingestellt haben. Die Anfangsdurchbiegungen hatten sich bei vorgespanntem Versuchskörper wieder bis auf 7 mm zurückgebildet. Ohne Vorspannung war hier nur eine Erholung der Durchbiegung bis auf 53 mm zu verzeichnen. Beim Erreichen der Gebrauchslast, was einer Pressenlast von 12,5 kN entsprach, nahm die Durchbiegung bei vorgespanntem Versuchskörper auch nur auf 15 mm zu.

3.3.8 Sonstige Beobachtungen

Versuch 1:

25. Min:

keine Feuchtigkeitsbildung, keine Abplatzungen

49. Min:

keine Abplatzungen, erste Feuchtigkeitsbildung auf der Oberfläche, die entlang des Spanngliedes verlief

60. Min:

keine Abplatzungen, Oberseite des Prüfkörpers stark mit Wasser bedeckt

90. Min:

keine Abplatzungen, keine sichtbaren Risse

Versuch 2:

22.-28. Min:

Abplatzung an der beflammtten Unterseite (Bild A 29 und A 30)

ähnliche Beobachtungen wie bei Versuch 1

30. – 40. Min:

Bildung kleiner Löcher entlang der Spanngliedachse, durch die ein starker Wasseraustritt zu beobachten war (Bild A 36).

Versuch 3:

34. Min:

Feuchtigkeitsbildung an der Oberseite (Bild A 35), Wasseraustritt an der Unterseite durch kleine Löcher entlang der Spanngliedachse (Bilde A 36).

50. Min:

Oberseite fast vollständig mit Wasser bedeckt

90. Min:

keine Abplatzungen feststellbar

Zur Klärung der Ursache des gerissenen Spanngliedes aus Versuch 2 wurde der Probekörper in der Mitte mit einer Betonsäge durchgeschnitten. Es konnte festgestellt werden, dass das Spannglied genau im Bereich der Abplatzungen, wo auch die erhöhte Temperatur am Spannglied festgestellt wurde, beschädigt war.

Bei allen brandbeanspruchten Probekörpern war es möglich, die Monolitzen mit einer hydraulischen Presse mit einem Pressendruck von 5 bis 10 bar herauszuziehen.

3.4 Diskussion der Versuchsergebnisse

Insgesamt sind drei Brandversuche durchgeführt worden. Dabei wurde im ersten Versuch der Probekörper V2a, der nicht vorgespannt war, einer 90 minütigen Brandbeanspruchung unterzogen. In zwei weiteren 90 minütigen Brandversuchen wurde das Trag- und Verformungsverhalten der mit freier Spanngliedlage vorgespannten Versuchskörper V2b und V2c untersucht.

Nach einer 24- stündigen Abkühlphase, in der die Pressenlast nicht mehr auf die Versuchskörper wirkte, wurde das Trag – und Verformungsverhalten des nicht vorgespannten Versuchskörpers V2a und des vorgespannten Versuchskörpers V2c untersucht. Dabei wurde die Last bis zum Bruch gesteigert.

Im Folgenden werden zunächst die Ergebnisse des Trag - und Verformungsverhaltens der drei Versuchskörper während des 90 minütigen Normbrandes diskutiert und analysiert. Im weiteren wird dann genauer das Trag- und Verformungsverhalten nach der Abkühlung betrachtet.

3.4.1 Trag- und Verformungsverhalten während der Brandbeanspruchung

Während der 90-minütigen Brandbeanspruchung wurden beim Versuchskörper V2a die im Bild A 23 dargestellten Temperaturen am Schlaffstahl gemessen. Die entstehenden Temperaturen (bis etwa 450 °C) haben zur Folge, dass die Festigkeit und der E-Modul während der Brandbeanspruchung immer weiter absinken (siehe Bild 2.29 und 2.30). Es kommt während des Brandes zu einer Temperatúrausdehnung der schlaffen Bewehrung und zu zusätzlichen Verformungen infolge Absinkens des E-Moduls (siehe flacher

werdende Steigung des Spannungs-Dehnungsdiagramms in Bild 2.29 und 2.30). Dies ist eine Ursache für die immer größer werdenden Durchbiegungen während des Brandes. Es wurde eine maximale Durchbiegung von ungefähr 17 cm nach 90 Minuten Brandbeanspruchung gemessen (Bild 3.17).

Betrachtet man die Temperaturverläufe im Beton (Bild A 25), so ist erkennbar, dass sehr hohe Temperaturen in den unteren Bereichen des Betons vorlagen (Meßstellen 1, 2, 6 und 7). Da dieser heiße Beton aber in der Zugzone des Querschnittes liegt, und der Querschnitt sich in den Bereichen der größten Biegemomente im Zustand II befindet, trägt hier die Betonerwärmung nichts zu den Durchbiegungen des Bauteils bei. Des weiteren ist erkennbar, dass der Beton im Bereich der Biegedruckzone während des Versuches nur gering erwärmt wird (z.B. Bild A 25 Meßstelle 10). Hier liegen Temperaturen von ca. 120 °C vor. Die Meßstelle 10 befindet sich 10 cm über der beflamten Versuchskörperunterseite. In den höheren Bereichen der Betondruckzone werden also die Temperaturen noch weit unter 100 °C liegen. Daraus folgt, dass sich die Festigkeiten und der E-Modul des Betons in der Druckzone während des Versuchs nur gering ändern. Bild 2.39 zeigt, dass der Hochtemperatur E-Modul in Abhängigkeit von der Vorlast bei 100 °C auf ein Niveau zwischen 70 % und 90 % absinkt. Für den Beton in der Druckzone kann hier mit einer mittleren Absenkung des E-Moduls auf ungefähr 80 % gerechnet werden, wobei die mittlere Temperatur in der Druckzone sogar weit unterhalb von 100 °C lag. Die Zunahmen der Durchbiegungen bzw. der Krümmungen des Querschnittes wurden also nicht wesentlich durch einen verringerten E-Modul des Betons vergrößert.

Wesentlicher dagegen ist die Änderung des Verbundverhaltens zwischen Stahl und Beton bei höherer Temperatur. In Bild A 23 ist ein Anstieg der Betonstahltemperaturen auf 450 °C erkennbar. Die Betontemperaturen in dem Bereich sind Bild A 25 zu entnehmen. Die Meßpunkte 2,7 und 12 geben die Betontemperaturen im Bereich der Bewehrung an. Diese Meßstellen befanden sich 3 cm über der beflamten Unterseite des Versuchskörpers (Bild 3.4). Die Temperaturen erreichten Werte bis 330 °C, die Temperaturen, die 1 cm über der Unterkante gemessen wurden, Werte bis 600 °C. Genau in diesem Bereich, also zwischen 2 und 3 cm über der Unterkante, lag der Bewehrungsstahl. In Bild 2.31 ist erkennbar, dass bei Temperaturen von 500 °C die maximalen Verbundspannungen in Abhängigkeit der Betondeckung auf 50 % bis 20 % des Wertes bei Raumtemperatur absinken. Es ist allerdings anzumerken, dass diesen Ergebnissen ein B55 mit Quarzkies und ein Betonstahl mit größerem Durchmesser zu Grunde lagen. Der qualitative Unterschied dürfte sich jedoch bei angepaßten

Versuchsbedingungen kaum ändern. Aufgrund der geringeren Verbundspannungen ist also eine größere Krafteinleitungslänge zur Einleitung der Stahlzugkraft in den Beton notwendig. Dadurch wurden größere Bereiche der Betonstahlbewehrung gedehnt, und es gingen größere Bereiche des Versuchskörpers in den Zustand II über, was ein wesentliche Vergrößerung der Durchbiegungen im Brandfall zur Folge hatte.

Betrachtet man dagegen das Trag – und Verformungsverhalten des mit freier Spanngliedlage vorgespannten Versuchskörpers V2c, so ist festzuhalten, dass nur eine maximale Durchbiegung nach 90- minütigem Normbrand von 12 cm eintrat (Bild 3.18). Die Durchbiegung des nicht vorgespannten Versuchskörpers betrug dagegen 17 cm (Bild 3.17). Die Vergrößerung der Durchbiegungen während der Brandbeanspruchung ist prinzipiell auf die gleichen Effekte wie oben beschrieben zurückzuführen. Die insgesamt geringere Durchbiegung unter Brand ist auf den Einfluß der Umlenkkräfte aus der Vorspannung zurückzuführen. Der Verlauf der Vorspannkkräfte während des 90- minütigen Normbrandes geht aus Bild 3.16 hervor.

Es ist festzustellen, dass bis zur 40. Minute die Spannkraft, nachdem sie noch in den ersten 20 Minuten um etwa 5 % angestiegen war, bis zur 40 Minute annähernd konstant blieb. Der anfängliche Anstieg kann mit einer schnelleren Erwärmung der unteren Bereiche des Betons erklärt werden, wodurch eine zusätzliche Dehnung im Spannstahl hervorgerufen wird.

In Bild 2.17 ist ersichtlich, dass der Temperatúrausdehnungskoeffizient mit ansteigender Temperatur linear zunimmt. D.h. die Zunahme der Temperatúrausdehnungen des Spannstahls wird mit steigender Temperatur überproportional größer. Des weiteren ist in Bild 2.20 die temperaturabhängige Verringerung des E-Moduls eines St 1570/1770 dargestellt. Diese nimmt bis 200 °C nahezu linear ab und danach ist eine überproportionale Abnahme des E-Moduls zu verzeichnen. Die zunächst bis zur 40. Minute konstant bleibende Spannkraft liegt darin begründet, dass die Temperatúrausdehnung und die Verringerung des E-Moduls erst mal vom Beton ausgeglichen wurden. Ab der 40. Minute ist dann ein fast linearer Abfall der Spannkraft erkennbar. Dies liegt in der überproportionalen Abnahme des E-Moduls und der Festigkeiten des Spannstahls begründet (Bild 2.19).

Im weiteren wird der Verlauf der Spannkkräfte der temperaturabhängigen Warmstreckgrenze gegenübergestellt. In Bild 3.21 ist erkennbar, dass die Warmstreckgrenze ab der 40. Minute unter die vorhandene Kraft im Spannstahl abfällt.

Daraus folgt, dass es neben den plastischen Hochtemperatur-Kriechdehnungen noch zu weiteren plastischen Verformungen infolge Überschreitens der Streckgrenze des Spannstahls kommt. Außerdem ist durch das Überschreiten der Warmstreckgrenze angezeigt, dass die kritische Temperatur des Spannstahls erreicht wurde.

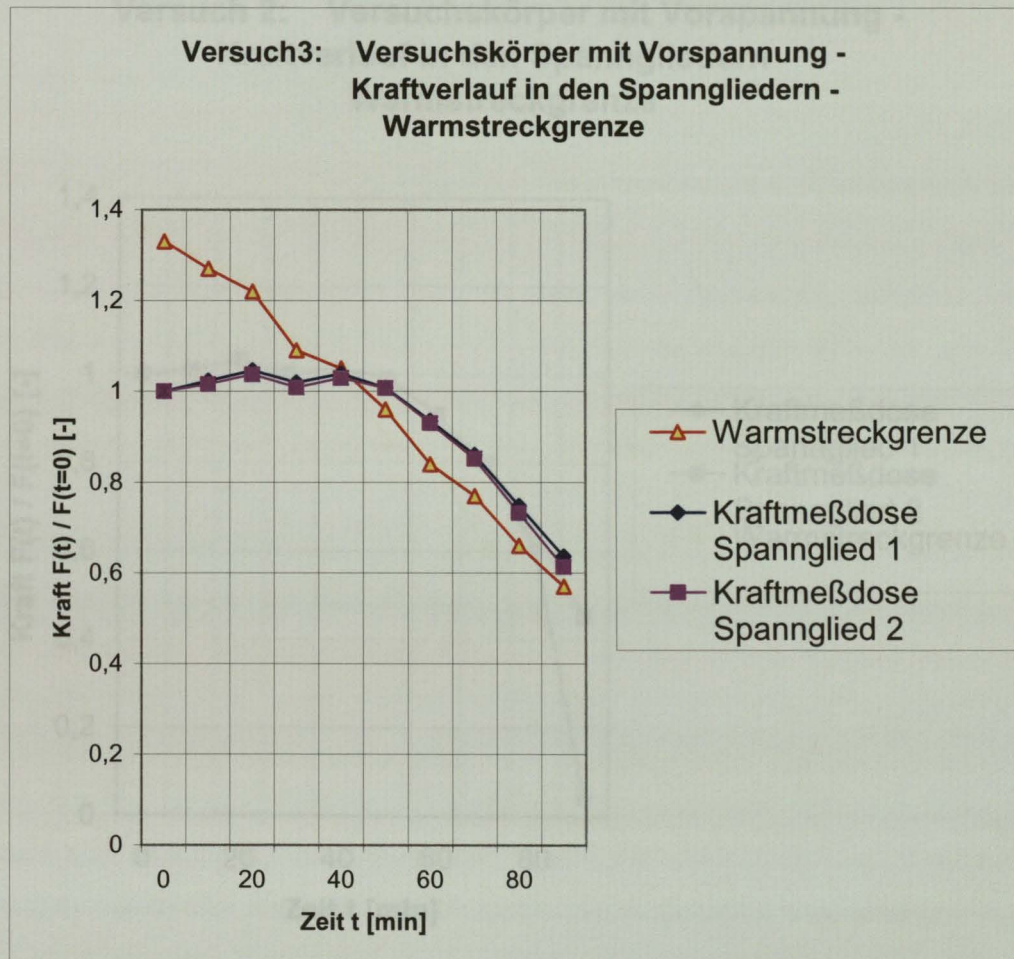


Bild 3.21: Gegenüberstellung des Spannkraftverlaufs – Warmstreckgrenze – Versuch 3 – Versuchskörper V2c

Es ist aber auch anzumerken, dass der Spannstahl in Wirklichkeit Überfestigkeiten aufweist (siehe Tab. 3.4), wodurch angenommen werden kann, dass die Warmstreckgrenze des Spannstahls doch noch nicht überschritten wurde.

In Versuch 2 (Versuchskörper V2b) kam es in der 85. Minute zum Reißen eines Spanngliedes. In Bild A 27 ist der plötzliche Abfall der Spannkraft eines Spanngliedes zu erkennen. Betrachtet man die Entwicklung der Spannstahltemperaturen bei diesem Versuch (Bild A 21) so ist zu erkennen, dass an Meßstelle 16 und 17 Temperaturen von 460 °C bis 470 °C zu verzeichnen waren. Diese im Vergleich zum Versuch 3 wesentlich

höheren Temperaturen sind mit den Abplatzungen (Bild A 29 und 30) begründbar, die im Bereich der genannten Meßstellen aufgetreten sind.

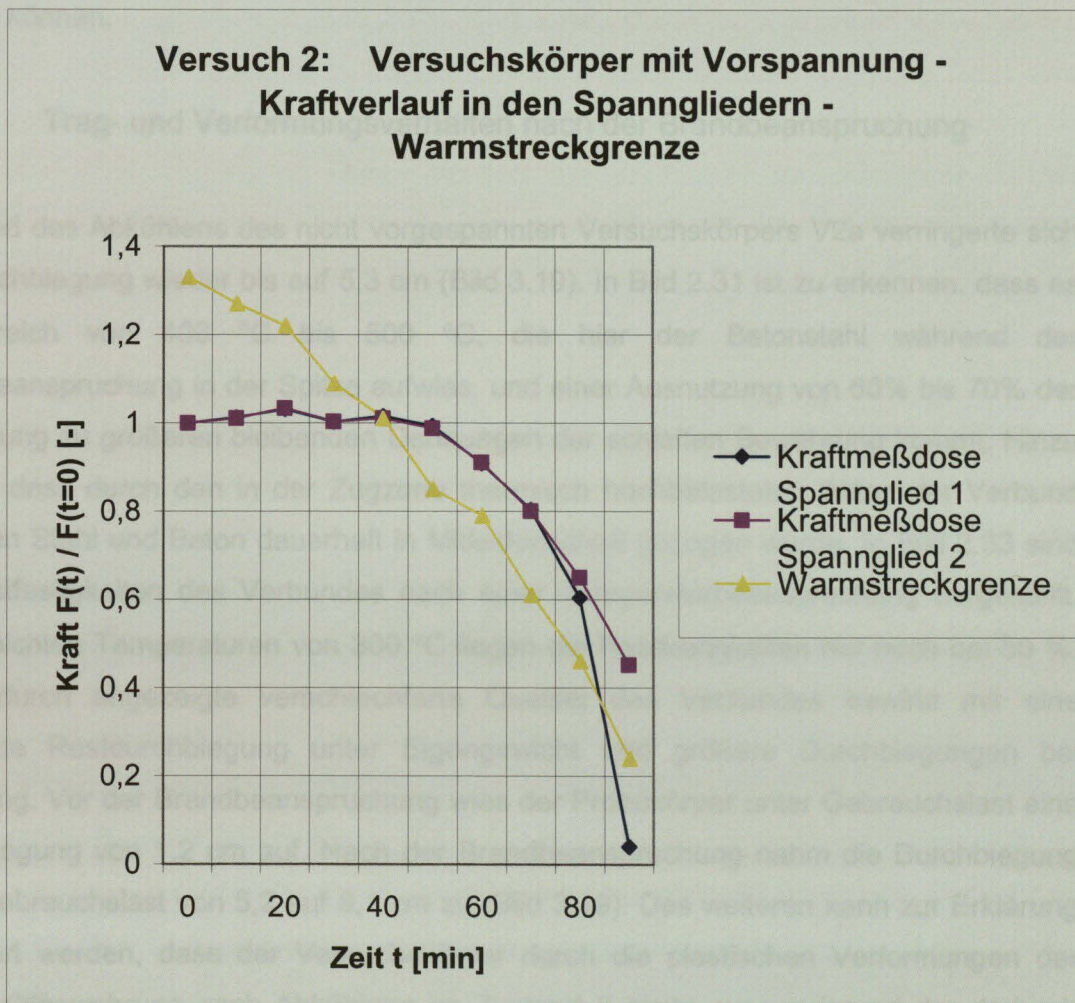


Bild 3.22: Gegenüberstellung des Spannkraftverlaufs – Warmstreckgrenze – Versuch 2 – Versuchskörper V2b

Vergleicht man die temperaturabhängige Warmstreckgrenze mit der vorhandenen Kraft im Spannstahl (Bild 3.22) so erkennt man ab der 70. Minute eine deutliche Überschreitung der Warmstreckgrenze. Es kam zu plastischen Dehnungen und bei weiterem Temperaturanstieg zu einer Überschreitung der Zugfestigkeit des Spanngliedes.

Abschließend kann festgehalten werden, dass die erreichten Temperaturen an den Spanngliedern durchaus nahe an die kritische Temperatur herankommen, was aber bei nicht vorhandenen Abplatzungen noch nicht zum Versagen der Spannglieder führt. Da die Probekörper aber bei Durchführung des Brandversuches eine verkürzte

Austrocknungszeit aufwiesen, war eine erhöhte Abplatzgefahr des Betons nicht ganz auszuschließen, wodurch dann letztlich das Versagen des Spanngliedes in Versuch 2 herbeigeführt wurde. Bei der Übertragung dieser Ergebnisse auf die Praxis muß aber auch berücksichtigt werden, dass letztlich im Brandfall Abplatzungen nie ausgeschlossen werden können.

3.4.2 Trag- und Verformungsverhalten nach der Brandbeanspruchung

Während des Abkühlens des nicht vorgespannten Versuchskörpers V2a verringerte sich die Durchbiegung wieder bis auf 5,3 cm (Bild 3.19). In Bild 2.31 ist zu erkennen, dass es im Bereich von 400 °C bis 500 °C, die hier der Betonstahl während der Brandbeanspruchung in der Spitze aufwies, und einer Ausnutzung von 60% bis 70% der Bewehrung zu größeren bleibenden Dehnungen der schlaffen Bewehrung kommt. Hinzu kommt, dass durch den in der Zugzone thermisch hochbelasteten Beton der Verbund zwischen Stahl und Beton dauerhaft in Mitleidenschaft gezogen wurde. In Bild 2.33 sind die Restfestigkeiten des Verbundes nach einer Temperaturbeanspruchung dargestellt. Bei erreichten Temperaturen von 300 °C liegen die Restfestigkeiten nur noch bei 50 %. Die dadurch angezeigte verschlechterte Qualität des Verbundes bewirkt mit einer bleibenden Restdurchbiegung unter Eigengewicht und größere Durchbiegungen bei Belastung. Vor der Brandbeanspruchung wies der Probekörper unter Gebrauchslast eine Durchbiegung von 1,2 cm auf. Nach der Brandbeanspruchung nahm die Durchbiegung unter Gebrauchslast von 5,2 auf 8,1 cm zu (Bild 3.19). Des weiteren kann zur Erklärung angeführt werden, dass der Versuchskörper durch die plastischen Verformungen der Betonstahlbewehrung nach Abkühlung im Zustand II bleibt, was aufgrund der dadurch verringerten Steifigkeit des Bauteils ebenfalls eine größere bleibende Ausgangsdurchbiegung unter Eigengewicht zur Folge hat.

In Bild 3.19 erkennt man bei Erreichen des Bruches eine Pressenlast von 46 kN, was einer 2,3-fachen Gebrauchslast entspricht. Das Bauteil verfügte also immer noch trotz der vorhergegangenen Brandbeanspruchung über erhebliche Tragreserven, allerdings ist nach dem Brand die Gebrauchstauglichkeit (Durchbiegung) nicht mehr erfüllt.

Betrachtet man dagegen das Trag- und Verformungsverhalten des Versuchskörpers V2c nach Abkühlung, so muß vor allem darauf hingewiesen werden, dass die Restdurchbiegung, die nach der Abkühlung unter Eigenlast gemessen wurde nur 0,7 cm betrug. Diese bleibende Durchbiegung ist so gering, dass eine Nachnutzung mit geringem Sanierungsaufwand möglich wäre. Auch die Belastung bis zur Gebrauchslast

(Bild 3.20) zeigt, dass nur eine ganz geringe Durchbiegunszunahme bis 1,7 cm auftritt. Dieses günstigere Trag- und Verformungsverhalten am wieder erkalteten Probekörper ist auf den positiven Einfluß der noch vorhandenen Vorspannung zurückzuführen. In Bild 3.12 ist erkennbar, dass die Spannkraft am Ende des Versuches auf 60 % der Kraft bei Versuchsbeginn abgefallen ist (Bild 3.16). Dies entspricht einer Spannkraft von ungefähr 100 kN. Im erkalteten Zustand zu Beginn des Belastungsversuchs war dann noch eine Vorspannkraft von 70 kN vorhanden. Der Rückgang der Vorspannkraft beim Abkühlen ist auf die stärker zurückgehende Temperaturdehnung des Betons zurückzuführen. In Bild 2.41 sind die Temperaturdehnungen rein qualitativ von Spannstahl und Beton gegenübergestellt. Gegenüber dem Spannstahl nehmen die Dehnungen des Betons mit steigender Temperatur stärker zu.

Zum einen ist der Spannkraftverlust mit den plastischen Temperaturkriechdehnungen und zum Teil auch plastischen Dehnungen durch Erreichen der Streckgrenze während des Normbrandes zu erklären. In Bild 2.21 sind die in Abhängigkeit der Belastung und der Temperatur bleibenden plastischen Dehnungen dargestellt. Zur Anwendung des genannten Bildes ist allerdings zu sagen, dass die Spannkraft während des Bauteilversuchs nicht konstant blieb, wodurch die tatsächlichen plastischen Verformungen geringer als im Bild 2.21 ersichtlich anzusetzen sind. Des weiteren kommt es beim kaltverformten Spannstahl zu einer bleibenden Entfestigung. Die gemachten Begleituntersuchungen (siehe Kap 2.2.2) zeigen, dass der Spannstahl, wenn 400 °C erreicht wurden, nur noch etwa 80 % der ursprünglichen Soll-Festigkeit aufweist. Der E-Modul ist um etwa 10 % gesunken.

Insgesamt reicht die noch vorhandene Vorspannkraft aber aus, um ein im Vergleich zum nicht vorgespannten Versuchskörper wesentlich günstigeres Trag- und Verformungsverhalten nach der Brandbeanspruchung zu erzielen. Die Tragsicherheit ist ebenfalls sichergestellt. Der Probekörper konnte bis zum Bruch die 3,5- fache Gebrauchslast aufnehmen (Bild 3.20).

3.4.3 Schlußfolgerungen

Aufgrund der durchgeführten Untersuchungen sind die folgenden Punkte diskutierbar.

Gebrauchstauglichkeit (Einhaltung der Durchbiegungen) nach Brand noch sichergestellt:

Die Untersuchungen am vorgespannten Einfeldträger, die in Kapitel 3 ausführlich beschrieben wurden, zeigten deutlich, dass nach einer 90-minütigen Brandbeanspruchung die Verformungen wieder deutlich zurückgingen und fast keine bleibende Verformung zurückblieb. Auch die Verformung unter der vollen Gebrauchslast ist mit den Verformungen der nicht brandbeanspruchten Decke vergleichbar. Man kann schlussfolgern, dass die Teile der Flachdecke, auf die sich der Versuch vom Einfeldträger übertragen lässt, nach einer bestimmten Brandbeanspruchung bezüglich ihres Durchbiegungsverhaltens nicht beeinträchtigt sind.

Befinden sich in der Flachdecke die Spannglieder nur in den Gurtstreifen, kann man davon ausgehen, dass sich hier die Durchbiegungen wieder zurückbilden und sich die Versuchsergebnisse als ungünstigster Fall übertragen lassen. Die nicht mit Spanngliedern versehenen Feldstreifen dagegen werden möglicherweise zurückbleibende Verformungen aufweisen. Die Größe dieser zurückbleibenden Verformungen, d.h. der hier nötige Sanierungsaufwand, wäre noch näher zu untersuchen.

Nachnutzbarkeit für bestimmten Zeitraum denkbar:

Es ist davon auszugehen, dass bei diesen Decken aufgrund der geringen bleibenden Durchbiegungen und der nach einem Brand noch gewährleisteten Tragfunktion eine Nachnutzung mit überschaubarem Sanierungsaufwand denkbar ist. Die Untersuchungen am Korrosionsschutzsystem der Spannglieder, die letztlich die Erhaltung der Gebrauchstauglichkeit garantieren, zeigten eine deutliche Wirkungseinschränkung, wenn Temperaturen von 200 °C deutlich überschritten wurden. Allerdings wurde auch klar, dass der vorhandene Beton auch noch eine gewisse Korrosionsschutzfunktion übernimmt.

Es steht außer Frage, dass das Korrosionsschutzsystem nach einem Brand stark beeinträchtigt ist. Es kann keine dauerhafte Funktion der Spannglieder mehr garantiert werden. Da die Vorspannung bei Flachdecken mit freier Spanngliedlage aber nur zur Erhaltung der Gebrauchstauglichkeit herangezogen wird, steht einer Benutzung der Flachdecken für einen den jeweiligen Gegebenheiten angepassten Zeitraum nichts im Wege.

Austauschen der Spannglieder bedingt möglich, evtl. Einsatz von Polypropylen- oder Stahlfasern

In Kapitel 3.4.1 wurde beschrieben, dass es bei einem Versuchskörper (V2b) zu deutlichen Abplatzungen kam, was mit großer Wahrscheinlichkeit auf die Lagerungsbedingungen des Versuchskörpers zurückzuführen war. Will man allerdings mit großer Sicherheit die Nachnutzbarkeit einer Flachdecke mit freier Spanngliedlage sicherstellen, müssen die Abplatzungen möglichst ausschließbar oder weit reduziert sein. Denn auch ohne Abplatzungen wurde in den Bauteilversuchen die kritische Temperatur der Spannglieder schon fast erreicht.

Dies macht einen Einsatz von Polypropylen- oder Stahlfasern diskutierbar. Durch die Verwendung von Polypropylenfasern, die beim Brand schmelzen und insgesamt den Beton permeabler machen, kann der beim Brand entstehende Wasserdampf ausreichend schnell entweichen. Der Wasserdampfdruck kann somit hinreichend schnell abgebaut werden [19].

Die Anwendung von Stahlfasern ist ebenfalls denkbar. Diese verhindern das Abplatzen des Betons, dadurch dass sie den Beton „zusammenhalten“. Allerdings bewirken sie auch eine höhere Aufheizung des Betons, und ihre Wirkung geht aufgrund der Erweichung der Fasern mit der Zeit verloren [19].

Die Frage der Nachnutzbarkeit der Flachdecken sollte jedoch an eine Verwendung von Polypropylen- oder Stahlfasern gekoppelt sein.

Das Austauschen eines Spanngliedes ist nicht ohne weiteres möglich. Es konnte beim Versuchskörper zwar gezeigt werden, dass sich das Spannglied mit einer Presse und einem Pressendruck von 5 bis 10 bar herausziehen lässt. Es ist jedoch in einem Bauwerk im Normalfall nicht mehr möglich, ohne großen Aufwand an die Verankerungsstellen zu kommen, um ein neues Spannglied einzuziehen. Außerdem ist fraglich, ob auf eine Deckenkonstruktion, in der das Spannglied über eine wesentlich größere Länge durchläuft, das Versuchsergebnis übertragbar ist.

Ergebnis:

Die Deckenkonstruktion hält einer F 90 Brandbeanspruchung stand. Die Tragfunktion ist nach der entsprechenden Brandbeanspruchung nicht eingeschränkt. Die Gebrauchstauglichkeit ist unter der Voraussetzung, dass es bedingt durch Abplatzungen nicht zum Reißen eines Spanngliedes kommt, in den vorgespannten Bereichen der Flachdecke weiterhin sichergestellt. Trotz des teilweise zerstörten Korrosionsschutzsystems kann die Decke noch mit überschaubarem Sanierungsaufwand über einen gewissen Zeitraum genutzt werden. Die Länge dieses Zeitraumes wäre noch weitergehend zu untersuchen.

4. Zusammenfassung

In dieser Arbeit wurde der Frage nachgegangen, inwieweit eine Nachnutzbarkeit einer Flachdecke mit freier Spanngliedlage nach einer Brandbeanspruchung möglich ist. Es sind Untersuchungen unternommen worden, die eine Beurteilung der noch vorhandenen Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit der Decke nach einem Brand ermöglichen. Des weiteren ist das Trag- und Verformungsverhalten während und nach einer Brandbeanspruchung untersucht worden.

Zur Klärung des tatsächlichen Trag- und Verformungsverhaltens während und nach einer 90- minütigen Normbrandbeanspruchung und der Nachnutzbarkeit sind verschiedene Bauteilversuche unternommen worden. Dazu wurden zwei Versuchskörper, die einem 5 m langen Plattenstreifen ähneln, vorgespannt. Ein Versuchskörper blieb für einen Referenzversuch ohne Vorspannung.

Zur Klärung der Frage der Dauer der Nachnutzbarkeit dieses Deckentyps nach einer Brandbeanspruchung sind Begleitversuche durchgeführt worden. Dazu wurden u. a. kleinere Versuchskörper mit einer Länge von 1,5 m hergestellt, die jeweils mit drei Spanngliedern versehen waren. Diese Versuchskörper wurden einer Brandbeanspruchung unterzogen, bis definierte Temperaturen an den Spanngliedern erreicht wurden, was Voraussetzung für eine abgestufte Untersuchung des Korrosionsschutzsystems war.

Des weiteren wurden in Begleitversuchen (Zugversuchen) Spannstahlproben ST 1570/1770 zur Klärung der Restfestigkeiten nach einer Brandbeanspruchung untersucht. Aus der Literatur wurden Ergebnisse zum thermomechanischen Verhalten des Spannstahls, des Bewehrungsstahls, des Betons und zum temperaturabhängigen Verbundverhalten zwischen Stahl und Beton zusammengestellt.

4.1 Begleitversuche

4.1.1 Verformungs- und Festigkeitsverhalten des Spann- und Bewehrungsstahls bei erhöhter Temperatur

Die entsprechenden Information zur Beurteilung des thermomechanischen Verhaltens der Spann- und Bewehrungsstähle wurden aus den Untersuchungen, die Prof. Ruge im

Rahmen des Sonderforschungsbereich 148 an der TU-Braunschweig vorgenommen hat, zusammengestellt. In Diagrammen sind die mit höherer Temperatur sinkenden Festigkeiten und E-Moduli sowie die im Warmkriechversuch ermittelten, mit größerer Temperatur und Belastung zunehmenden bleibenden Dehnungen dargestellt.

4.1.2 Verbundverhalten des Betonstahls bei erhöhter Temperatur

Die zur Analyse der Bauteilversuche notwendigen Ergebnisse sind aus den Untersuchungen von Prof. Rostásy (SFB 148) zusammengestellt worden. In verschiedenen Diagramme wurden die sinkende Verbundfestigkeit bei steigender Temperatur dargestellt. Außerdem wurden die mit geringerer Betondeckung sich unter erhöhter Temperatur verschlechterten Verbundfestigkeiten aufgezeigt. Die Restfestigkeiten des Verbunds nach einer Temperaturbeanspruchung werden erläutert.

4.1.3 Verformungs- und Festigkeitsverhalten des Betons bei erhöhter Temperatur

Diese Ergebnisse wurden aus [1] und [2] sowie aus [5] zusammengestellt. Die in [5] dargestellten Ergebnisse sind unter Leitung von Prof. Schneider im Rahmen des SFB 148 zusammengestellt worden. Es wurden die unter erhöhter Temperatur verringerten E-Moduli und Festigkeiten dargestellt, sowie die Verringerung der genannten Abnahmen in Abhängigkeit der Höhe der Vorlast.

4.1.4 Restfestigkeiten des Spannstahls nach vorheriger Temperaturbeanspruchung

Im Rahmen dieser Untersuchungen wurden Zugversuche zur Ermittlung der Restfestigkeiten eines St 1570/1770 unternommen. Es wurde herausgefunden, dass die Festigkeiten in den für einen 90 minütigen Normbrand relevanten Bereichen auf maximal 70 % der Soll-Werte absinken. Des weiteren wurde eine starke Verringerung der Duktilität des vorher temperaturbeanspruchten Spannstahls herausgefunden.

4.1.5 Untersuchungen zur Wirkung des Korrosionsschutzsystems nach einer Brandbeanspruchung

Diese Untersuchungen ergaben, dass das Korrosionsschutzsystem bei 100 °C noch ohne Beeinträchtigung funktioniert. Bei Spitzentemperaturen von 200 °C am Spannglied

war in der Funktion des Korrosionsschutzsystems auch noch keine Beeinträchtigung festzustellen. Es liegt jedoch bei dieser Temperatur der Zersetzungspunkt des Fettes vor, und der PE-Mantel zeigte eine stark poröse Oberfläche. Dies kann auf lange Sicht eine Beeinträchtigung des Korrosionsschutzes verursachen. Bei Spanngliedtemperaturen von 300 °C ist das Korrosionsschutzsystem stellenweise völlig zerstört und in seiner Wirkung beeinträchtigt. Jedoch gewährleistet der das Spannglied umgebende Beton noch einen gewissen Beitrag zum Korrosionsschutz. Offengeblieben ist die Beantwortung der Frage, über welchen Zeitraum die Nutzbarkeit bei einer vorhergegangenen Temperaturbeanspruchung von über 300 °C am Spannglied noch angesetzt werden kann.

4.2 Bauteilversuche

4.2.1 Untersuchungen des Trag- und Verformungsverhaltens während einer Brandbeanspruchung

Hierzu ist anzuführen, dass sowohl der vorgespannte als auch der nicht vorgespannte Versuchskörper die Feuerwiderstandsklasse F 90 erreichten. Die Durchbiegungen waren erwartungsgemäß unter Brandbeanspruchung und Gebrauchslast beim Versuchskörper mit freier Spanngliedlage geringer.

4.2.2 Untersuchungen des Trag- und Verformungsverhaltens nach einer Brandbeanspruchung

Als wesentlicher Unterschied zwischen dem vorgespannten und nicht vorgespannten Versuchskörper erwies es sich, dass sich die Durchbiegungen nach dem Brand unter Eigengewicht beim vorgespannten Versuchskörper fast vollständig zurückgebildet haben. Dies ist der wesentliche Aspekt, der eine Nachnutzung dieses Deckentyps nach einer Brandbeanspruchung denkbar macht. Es ist jedoch anzumerken, dass dieser Aspekt nur erfüllt ist, wenn nicht allzu viele Spannglieder infolge der Temperaturbeanspruchung gerissen sind. Da die erreichten Temperaturen am Spannglied während des 90-minütigen Normbrandes sehr nah an die kritische Temperatur herankommen, sollte eine Anwendung von Polypropylen- oder Stahlfasern zur Verminderung von Abplatzungen in Betracht gezogen werden. Nur so können noch höhere Temperaturen und somit das Versagen der Spannglieder weitgehend ausgeschlossen werden.

Allgemein ist noch anzumerken, dass sich die Versuchsergebnisse nicht ohne weiteres auf die eventuell nicht vorgespannten Feldstreifen der Flachdecke übertragen lassen.

Des weiteren wurde festgestellt, dass sowohl der vorgespannte als auch der nicht vorgespannte Versuchskörper nach der Brandbeanspruchung noch große Tragreserven aufwiesen. Die Bruchlast lag beim vorgespannten Versuchskörper noch 50 % höher als beim Versuchskörper ohne Vorspannung. Diese Bruchlast wurde unter entsprechend geringeren Durchbiegungen aufgenommen.

5. Literatur

- [1] Kordina, K.; Meyer-Ottens, C.: Beton-Brandschutz-Handbuch, 1. Auflage, Beton-Verlag, Düsseldorf 1981
- [2] Kordina, K.; Meyer-Ottens, C.: Beton-Brandschutz-Handbuch, Unter Mitarbeit von E. Richter, 2. Auflage, Verlag Bau+Technik, Düsseldorf 1999
- [3] Sonderforschungsbereich 148 der TU Braunschweig, Brandverhalten von Bauteilen, Arbeitsbericht 1975-1977, Teil II
- [4] Sonderforschungsbereich 148 der TU Braunschweig, Brandverhalten von Bauteilen, Arbeitsbericht 1978-1980, Teil II
- [5] Sonderforschungsbereich 148 der TU Braunschweig, Brandverhalten von Bauteilen, Arbeitsbericht 1981-1983, Teil II
- [6] Rostásy, F.S., Sager, H.: Zum Einfluß hoher Temperaturen auf das Verbundverhalten von Betonrippenstählen, Betonwerk + Fertigteil-Technik, Heft 11/82, S. 663-669
- [7] Rostásy, F.S., Sager, H.: Zum Einfluß hoher Temperaturen auf das Verbundverhalten von Betonrippenstählen, Betonwerk + Fertigteil-Technik, Heft 12/82, S. 732-738
- [8] Diederichs, U., Verbundverhalten bei hohen Temperaturen, Forschungsarbeiten des Institutes für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig 1978-1983
- [9] Krampf L.: Empfehlungen für brandschutztechnisch richtiges Konstruieren von Betonbauwerken, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, H. 352, Beuth Verlag GmbH; Berlin 1984
- [10] Kordina, K.; Richter, E.: Untersuchungen an Bauteilen mit Vorspannung ohne Verbund unter Brandbeanspruchung gemäß DIN 4102, Schlussbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB), TU Braunschweig, 1983

- [11] DIN 4102 Teil 4, Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen; Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile, März 1994

- [12] DIN V ENV 1992-1-2, Eurocode 2 – Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall; Deutsche Fassung ENV 1992-1-5: 1995; Mai 1997

- [13] Wesche, K.: Baustoffe für tragende Bauteile, Band 3 – Metallische Stoffe Stahl - Aluminium – Metallkorrosion, Bauverlag, Wiesbaden und Berlin 1973

- [14] Rußwurm, D.: Betonstähle für den Stahlbetonbau – Eigenschaften und Verwendung, Unter Mitarbeit von Martin, H.; Institut für Stahlbetonbewehrung e.V., Wiesbaden und Berlin 1983

- [15] Abrams, M.S., Erlin, B.: Estimating post-fire strength and exposure temperature of prestressing steel by a metallographic method, Portland Cement Ass., Skokie, Ill., 1967

- [16] DIN 4102 Teil 2, Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen; Bauteile, Begriffe, Anforderungen und Prüfungen; März 1994

- [17] EC 2 Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1-1 Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau

- [18] Vorspannung ohne Verbund – Freie Spanngliedlage – Zulassung, Republik Österreich, Bundesministerium für wirtschaftliche Angelegenheiten.

- [19] Schneider, U.; Horvath, J.: Abplatzverhalten an Tunnelinnenschalen, Beton- und Stahlbetonbau 97, Heft 4, 2002, S. 185-190

Anhang

Bilderverzeichnis

Bild A 1: Längsschnitt von Versuchskörper V 1

Bild A 2: Obere Bewehrung von Versuchskörper V 1

Bild A 3: Untere Bewehrung von Versuchskörper V1

Bild A 4: Schnitt A-A (Feldmitte) von Versuchskörper V 1:

Bild A 5: Darstellung der Spaltzug- und Zusatzbewehrung von Versuchskörper V 1

Bild A 6: Sieblinie des Zuschlags des in für Versuchskörper V 1 verwendeten Betons

Bild A 7: Verlegter Schlaff- und Bewehrungsstahl der Versuchskörper V1 des
Begleitversuchs

Bild A 8: Ofen des iBMB zur Durchführung der Begleitversuche

Bild A 9: Versuchskörper V 1 in Ofen eingebaut, Wasseraustritt auf der Oberseite
(300°C)

Bild A 10: Fett- und Wasseraustritt auf Spannankerseite (300 °C)

Bild A 11: Ausgebaute Spannglieder nach 100 °C, 200 °C und 300 °C

Bild A 12: Ausgebaute Spannglieder nach 100 °C, 200 °C und 300 °C

Bild A 13: Längsschnitt des Versuchskörpers V 2

Bild A 14: Untere Bewehrung und Spanngliedlage des Versuchskörpers V 2

Bild A 15: obere Bewehrungslage des Versuchskörpers V 2

Bild A 16: Spalt- und Zusatzbewehrung des Versuchskörpers V 2

Bild A 17: Schnitt A-A (Feldmitte) des Versuchskörpers V 2

Bild A 18: Brandraumtemperatur Versuch 1 – Versuchskörper V2a

Bild A 19: Brandraumtemperatur Versuch 2 – Versuchskörper V2b

Bild A 20: Brandraumtemperatur Versuch 3 – Versuchskörper V2c

Bild A 21: Temperaturen am Spannstahl – Versuch 2 – Versuchskörper V2b

Bild A 22: Temperaturen oben und unten am Hüllrohr – Versuch 2 – Versuchskörper V2

Bild A 23: Temperaturen am Schlaffstahl – Versuch 1 – Versuchskörper V2a

Bild A 24: Temperaturen am Schlaffstahl – Versuch 2 – Versuchskörper V2b

Bild A 25: Betontemperaturen – Versuch 1 – Versuchskörper V2a

Bild A 26: Betontemperaturen – Versuch 2 – Versuchskörper V2b

Bild A 27: Spannkraftverlauf – Versuch 2 – Versuchskörper 2b

Bild A 28: Spannkraftverlauf bei Aufbringen der Bruchlast (kalt) nach
Brandbeanspruchung – Versuch 3 – Versuchskörper V2c

Bild A 29: vermessene Abplatzungen – Versuch 2 – Versuchskörper V2b

Bild A 30: Abplatzungen – Versuch2 – Versuchskörper V2b

Bild A 31: Auf Spannstahl befestigte Thermoelemente

Bild A 32: verbleibende Durchbiegung nach Brandversuch 1 – ohne Vorspannung

Bild A 33: Durchbiegung und Rißbildung nach Brandversuch 1 (kalt) bei Erreichen der
Bruchlast

Bild A 34: Rissbildung Unterseite nach Brandversuch 1 (kalt) bei Erreichen der Bruchlast

Bild A 35: Feuchtigkeitsbildung während des Brandversuches 3 (kalt)

Bild A 36: Rissbild nach Erreichen der Bruchlast nach Brandversuch 3 (kalt)

Bild A 37: Rissbild nach Erreichen der Bruchlast nach Brandversuch 3 (kalt)

Bild A 38: Herausziehen der Spannglieder nach Brandversuchen

Bild A 39: Prüfmaschine zur Aufbringung der Zugkraft und der
Temperaturbeanspruchung zur Ermittlung der Restfestigkeiten des
Spannstahls

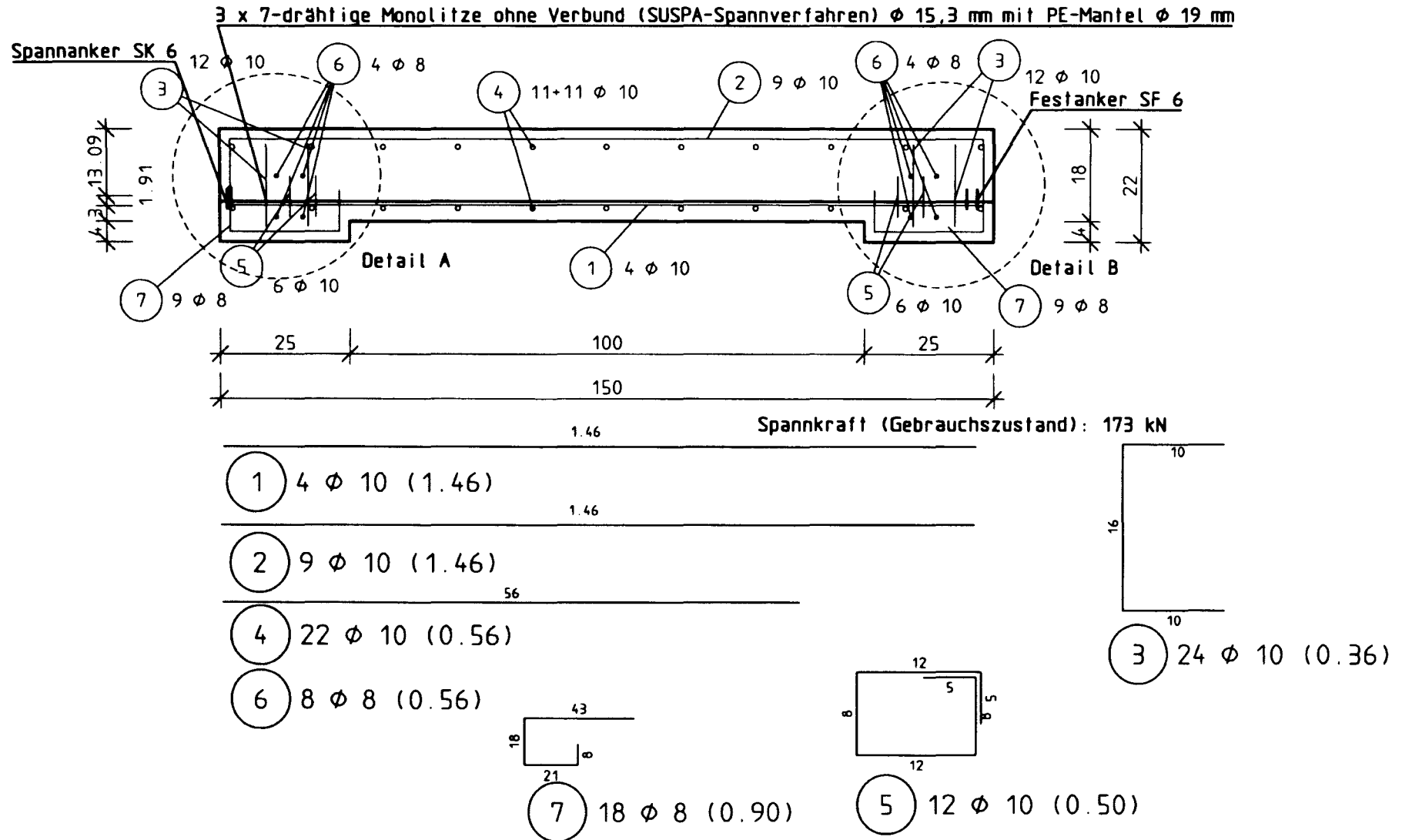


Bild A 1: Längsschnitt von Versuchskörper V 1

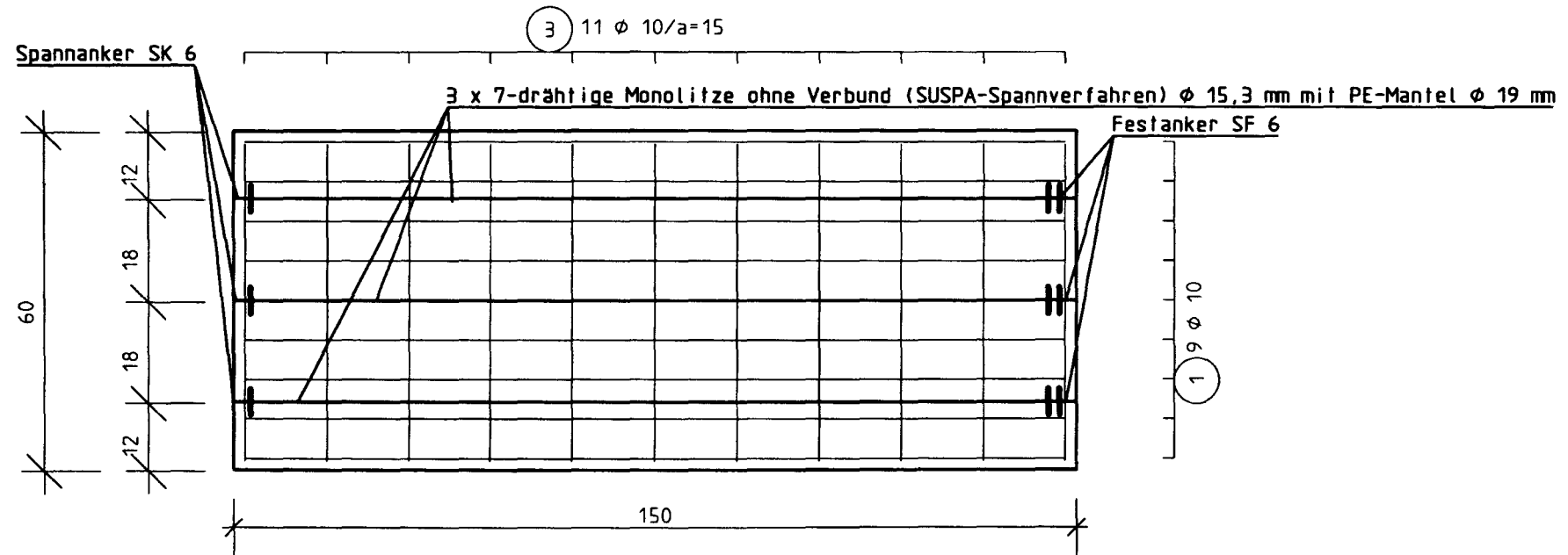


Bild A 2: Obere Bewehrung von Versuchskörper V 1

Die Spaltzug und Zusatzbewehrung der Spannglieder ist hier nicht dargestellt. Diese geht aber aus dem Längsschnitt, Detail A und B und aus der Darstellung der Spaltzug- und Zusatzbewehrung hervor.

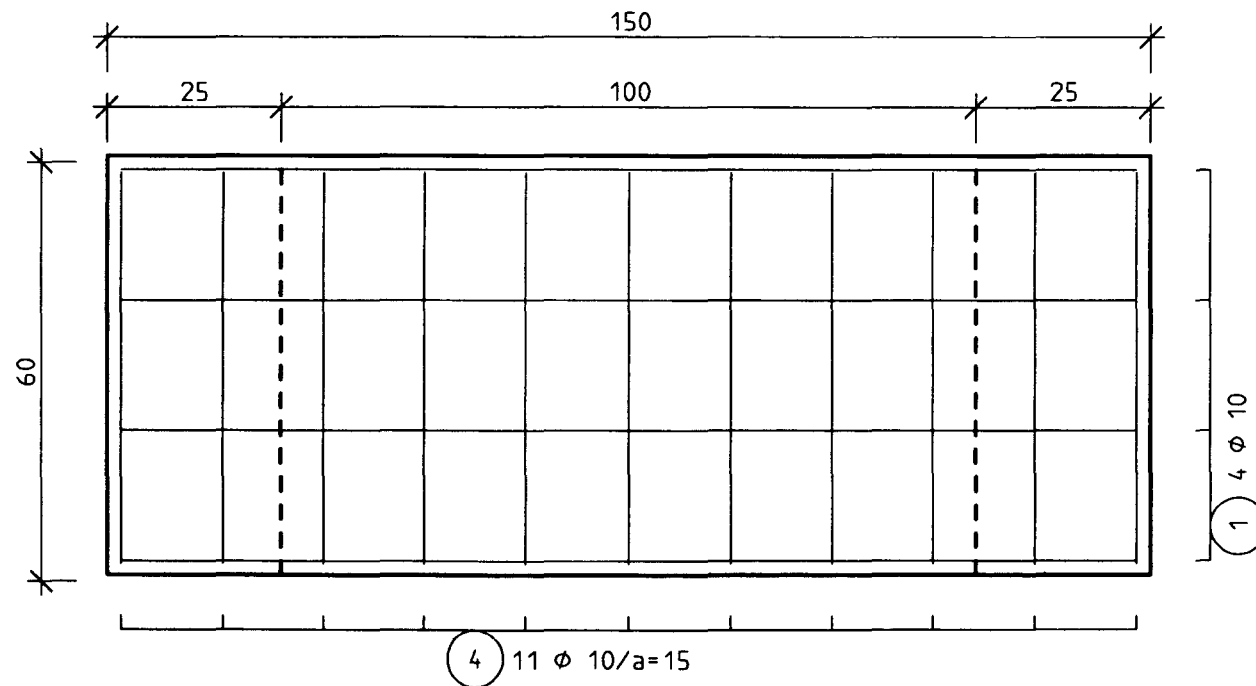


Bild A 3: Untere Bewehrung von Versuchskörper V1

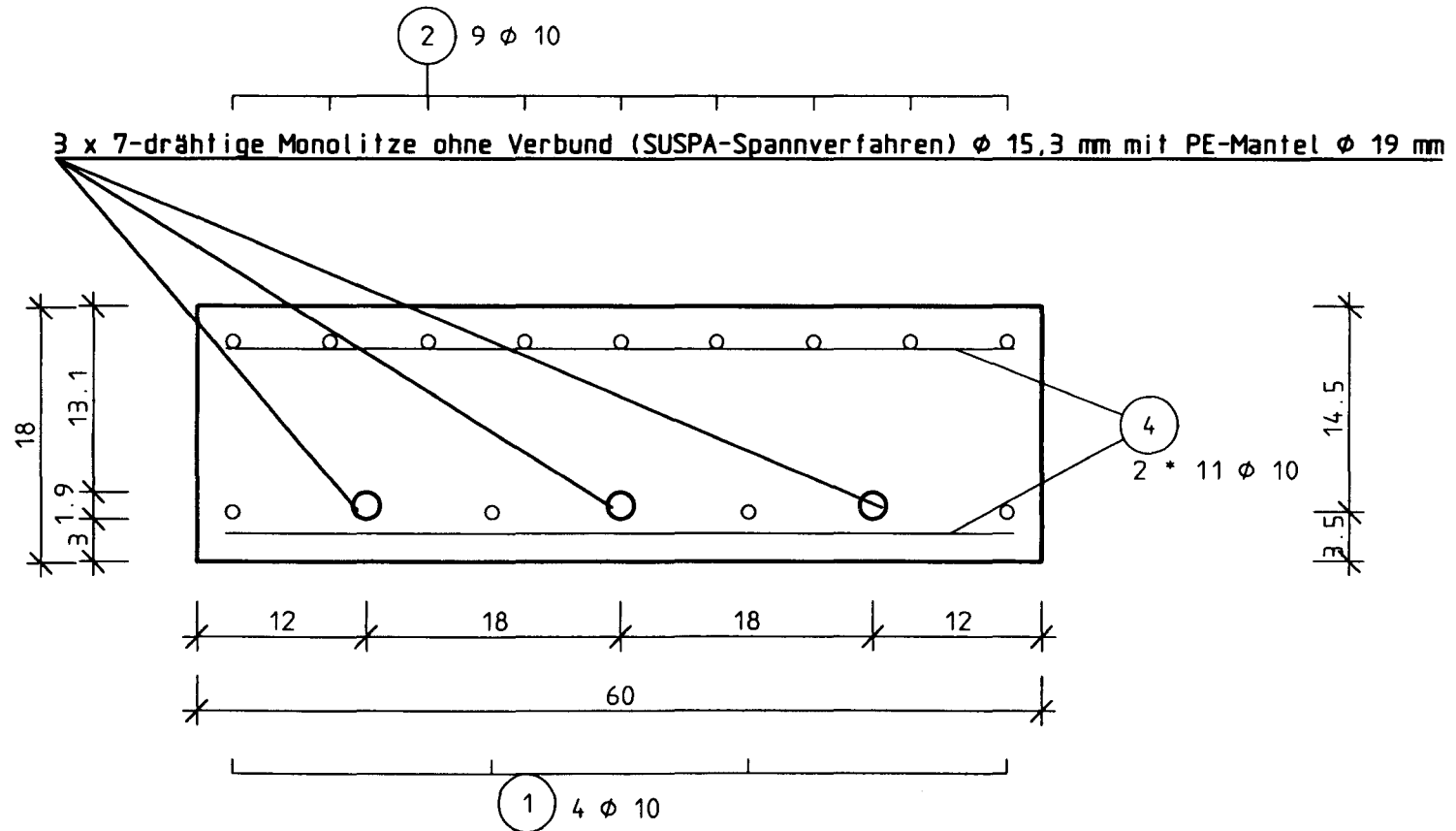


Bild A 4: Schnitt A-A (Feldmitte) von Versuchskörper V 1

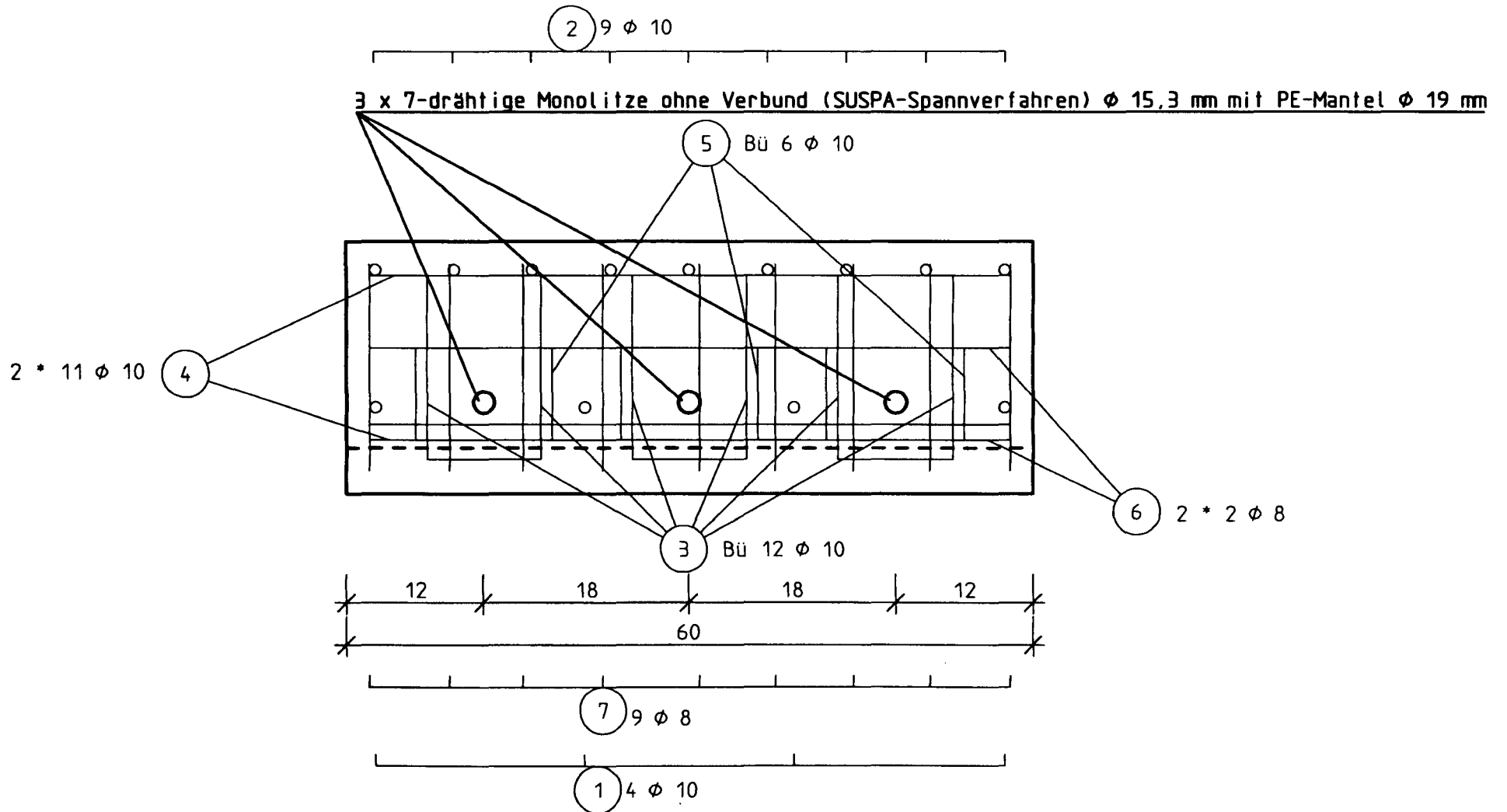


Bild A 5: Darstellung der Spaltzug- und Zusatzbewehrung von Versuchskörper V 1

Sieblinien

Gew. - %

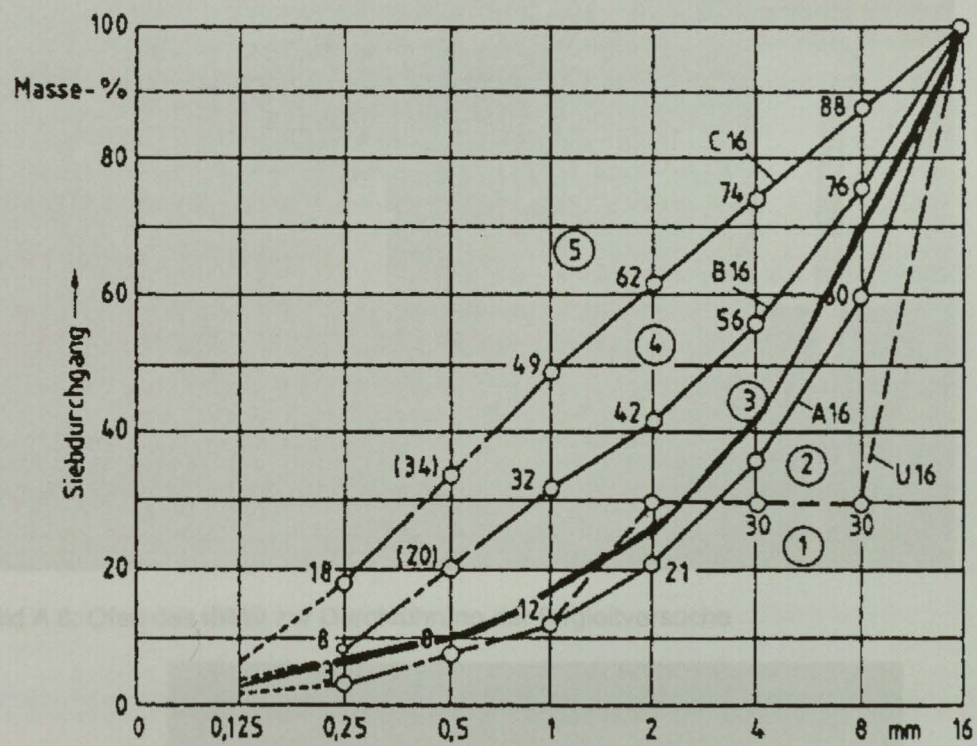


Bild A 6: Sieblinie des Zuschlags des in für Versuchskörper V 1 verwendeten Betons

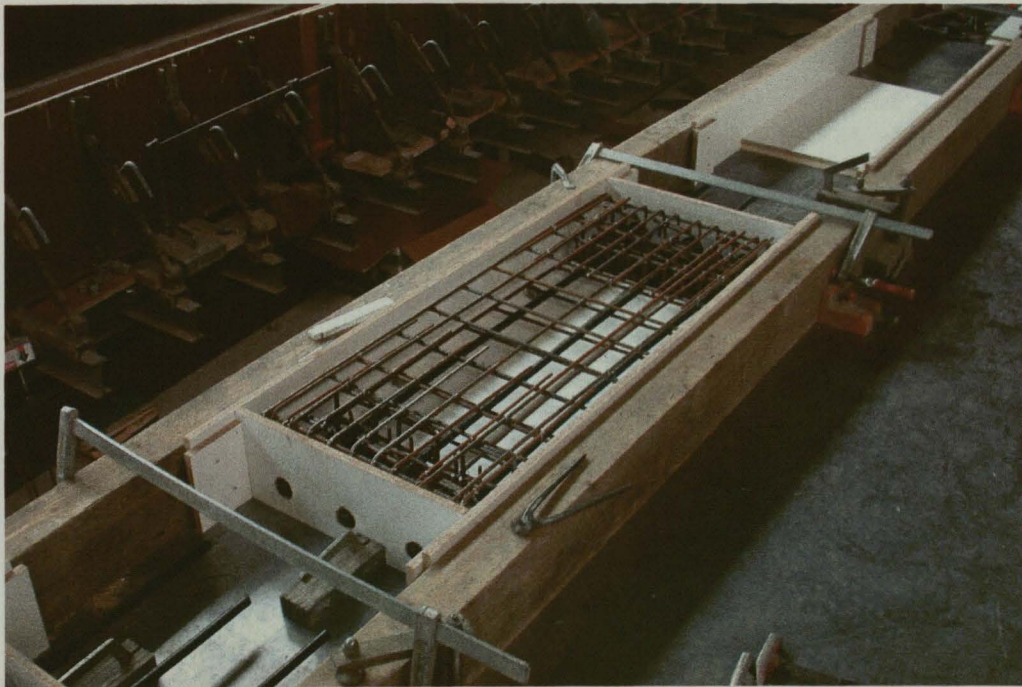


Bild A 7: Verlegter Schlaff- und Bewehrungsstahl der Versuchskörper V1 des Begleitversuchs

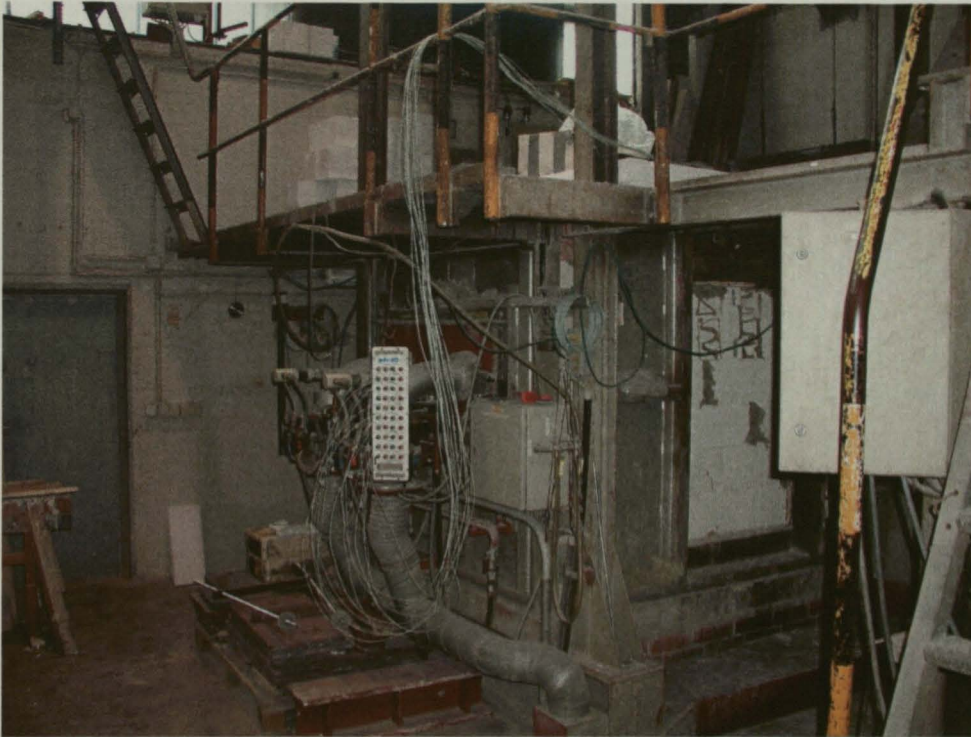


Bild A 8: Ofen des iBMB zur Durchführung der Begleitversuche



Bild A 9: Versuchskörper V 1 in Ofen eingebaut, Wasseraustritt auf der Oberseite (300 °C)

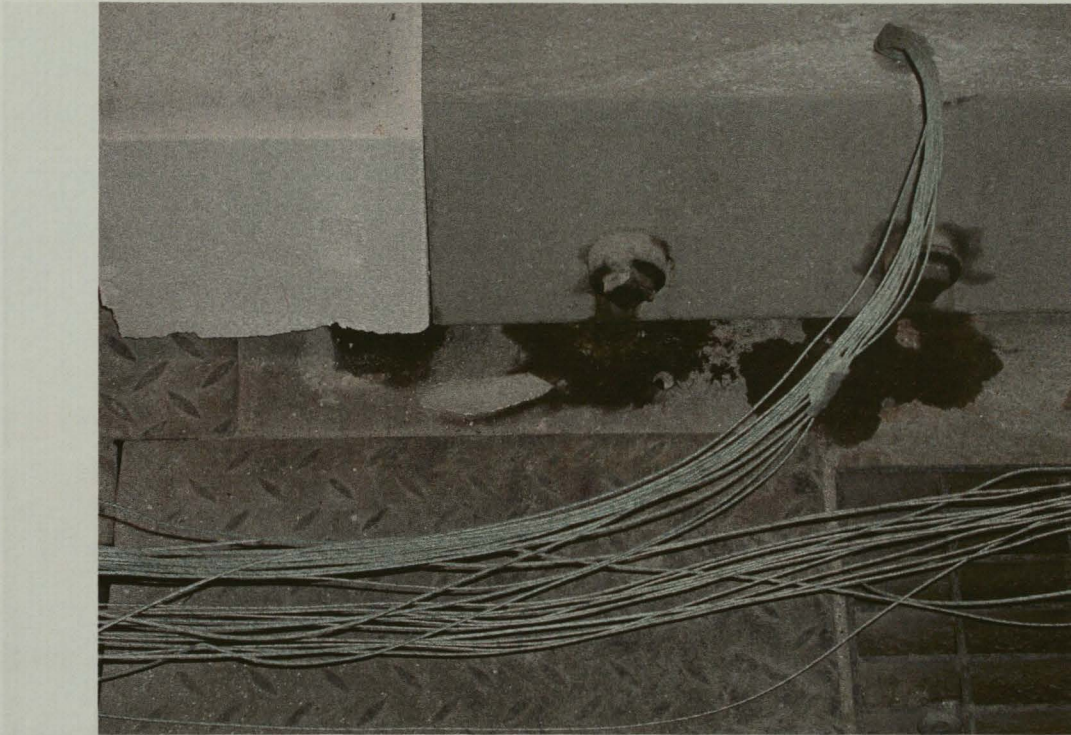


Bild A 10: Fett- und Wasseraustritt auf Spannankerseite (300 °C)

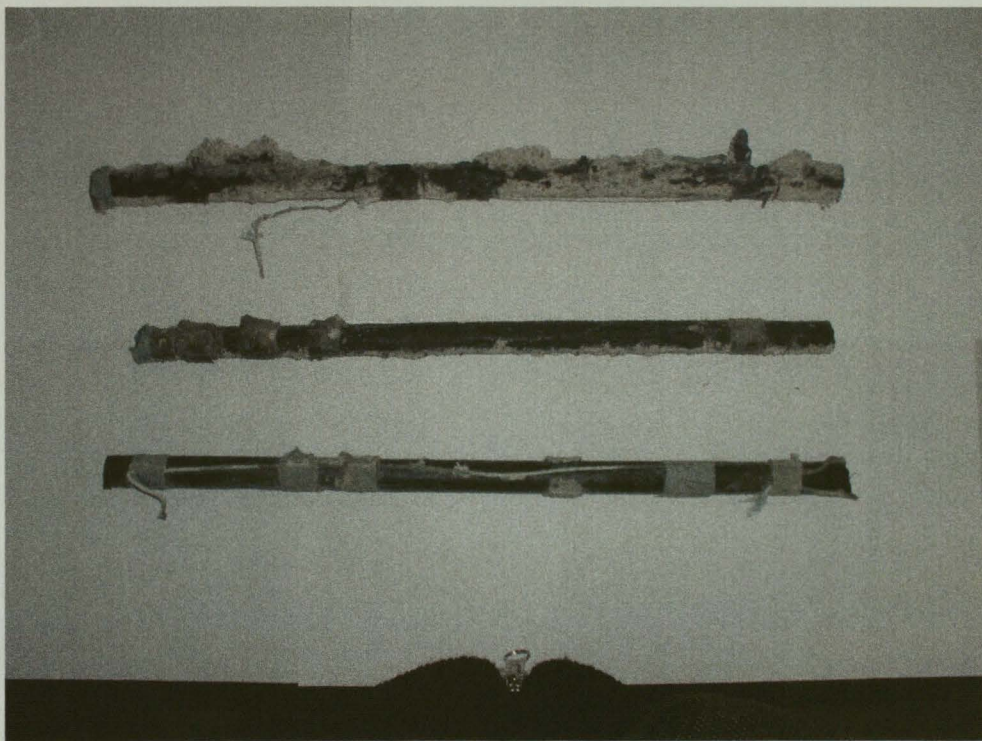


Bild A 11: Ausgebaute Spannglieder nach 100 °C, 200 °C und 300 °C

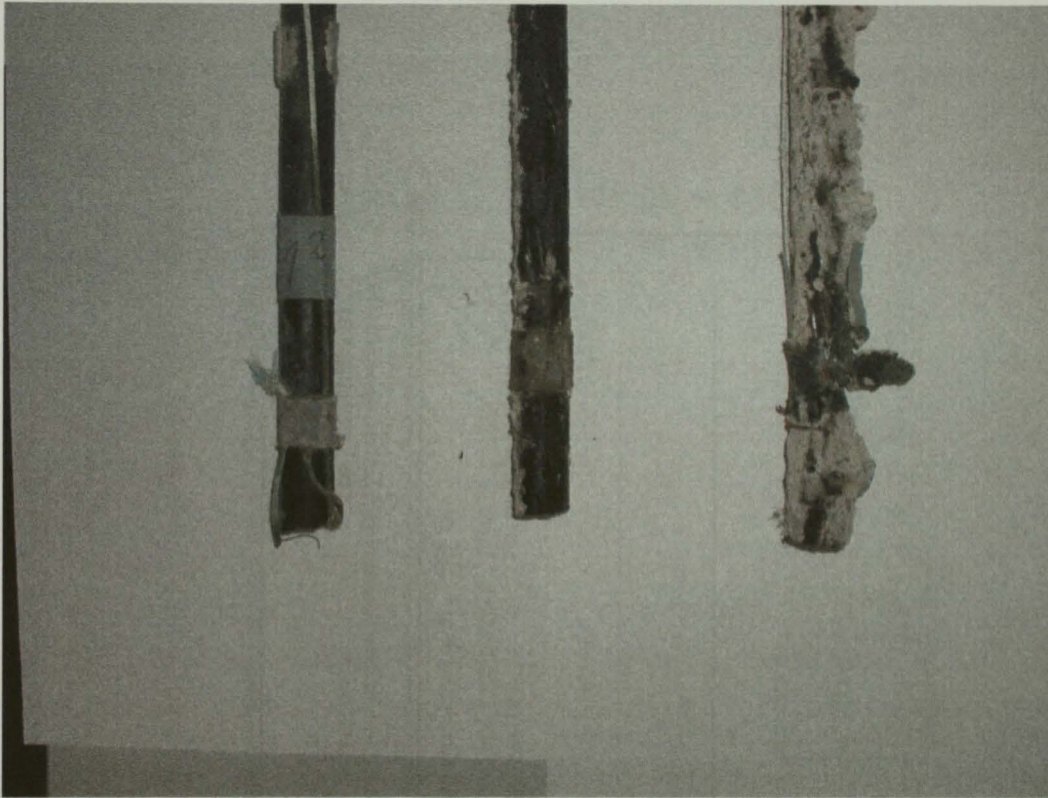


Bild A 12: Ausgebaute Spannglieder nach 100 °C, 200 °C und 300 °C

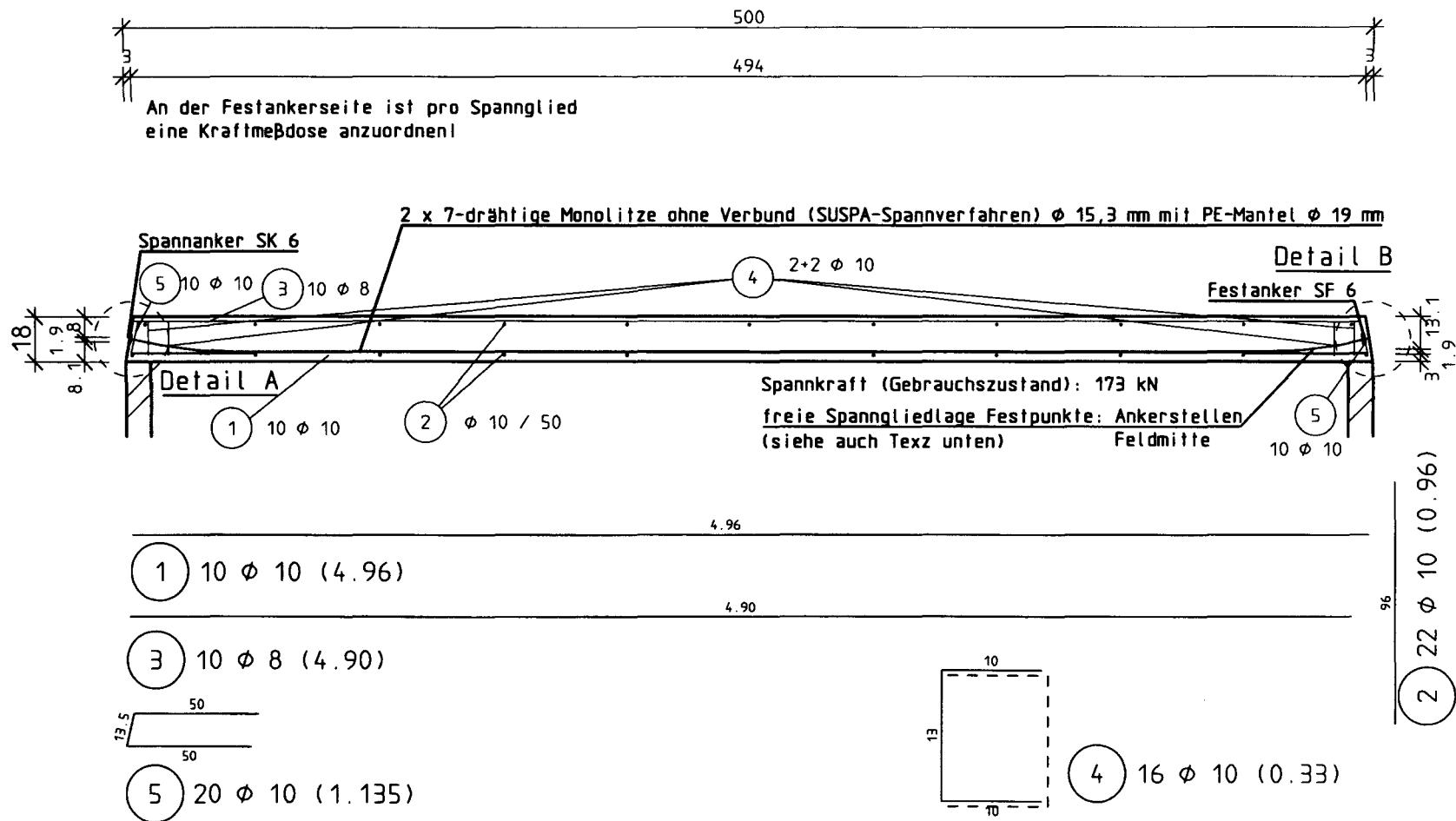
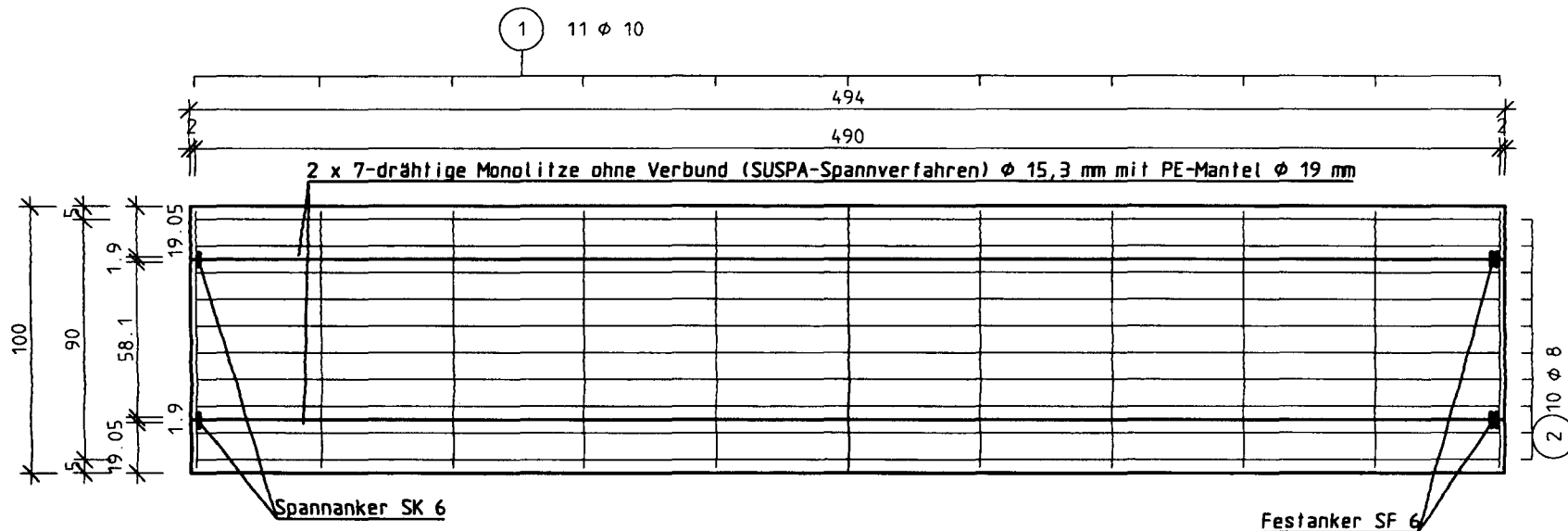


Bild A 13: Längsschnitt des Versuchskörpers V 2



Die Lage der Spannglieder richtet sich nach dem Prinzip der freien Spanngliedlage. daher sind neben den Festpunkten, die sich aus den Ankerstellen ergeben, die Spannglieder in Feldmitte im Abstand von 30 - 50 cm an zwei Stellen durch einen 2 mm dicken Draht mit der unteren Querbewehrung zu verrödeln. Der Draht ist dabei doppelt zu nehmen. Um ein Einschneiden der Röödeldrähte in den Kunststoffmantel zu vermeiden, sind die entsprechenden Stellen durch ein Überschubrohr zu schützen.

Beton, der keine höheren Festigkeiten als ein B 35 hat.

Bild A 14: Untere Bewehrung und Spanngliedlage des Versuchskörpers V 2

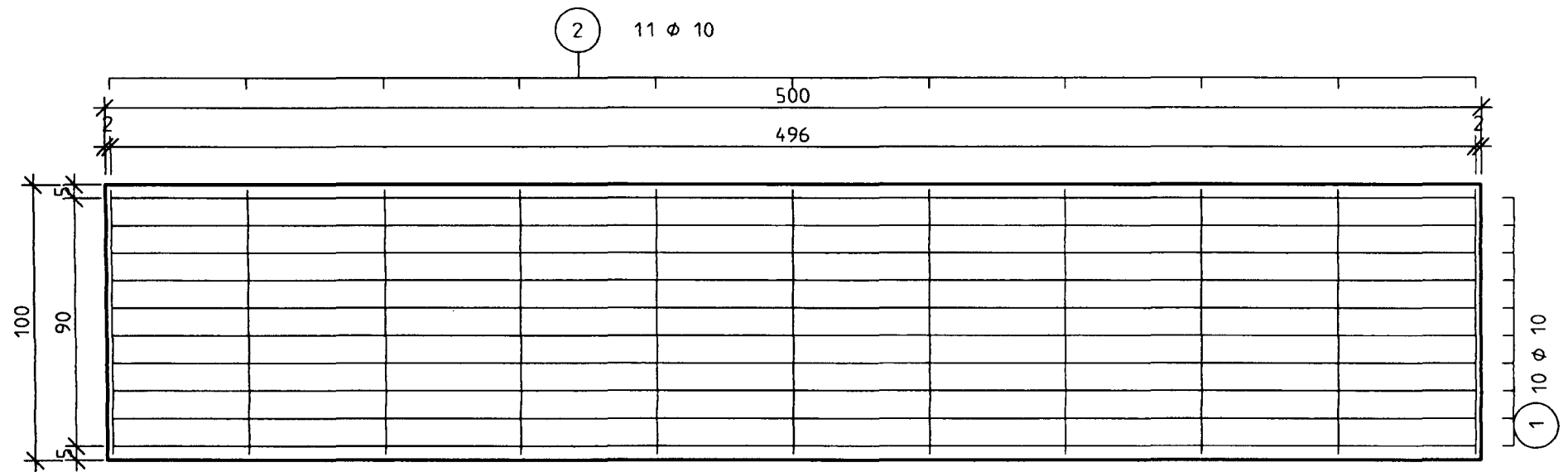


Bild A 15: obere Bewehrungslage des Versuchskörpers V 2

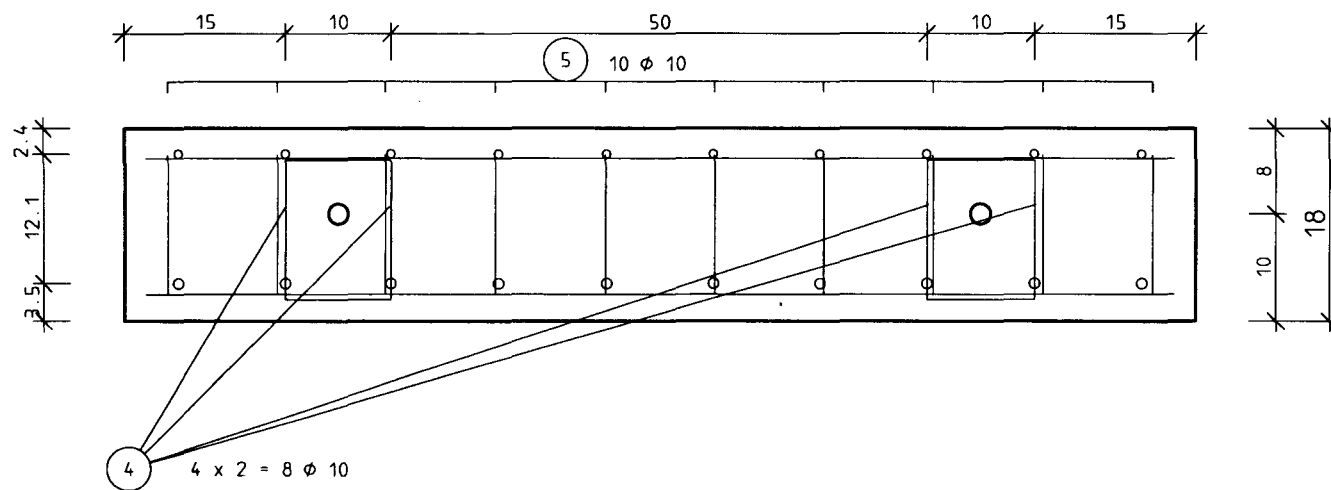


Bild A 16: Spalt- und Zusatzbewehrung des Versuchskörpers V 2

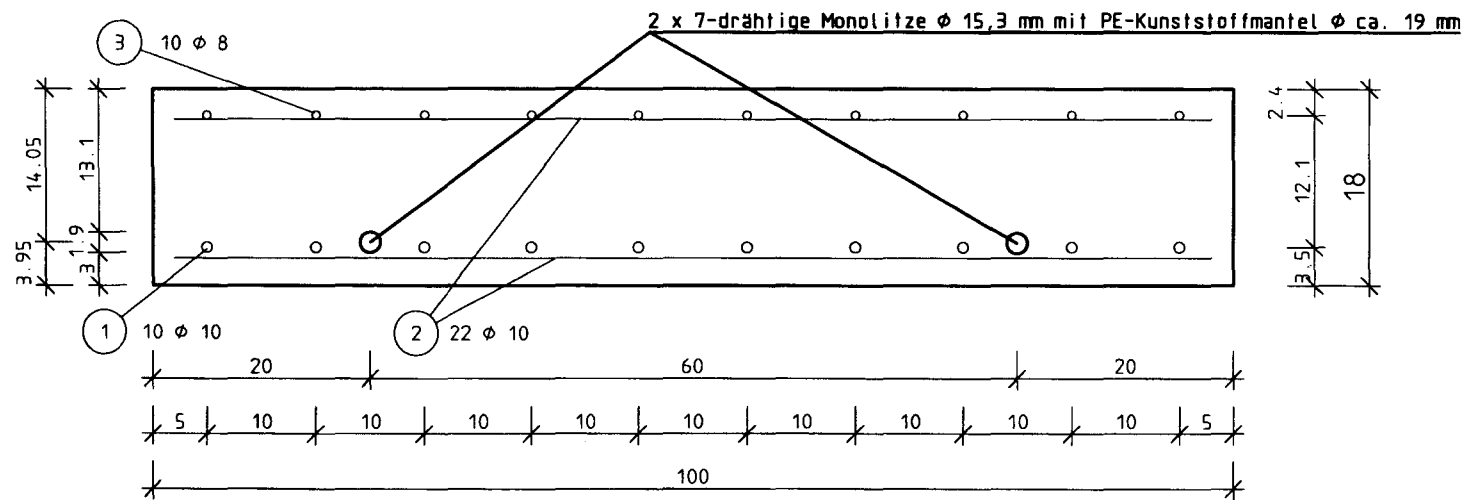


Bild A 17: Schnitt A-A (Feldmitte) des Versuchskörpers V 2

Versuch 1: Versuchskörper ohne Vorspannung - Temperaturverlauf

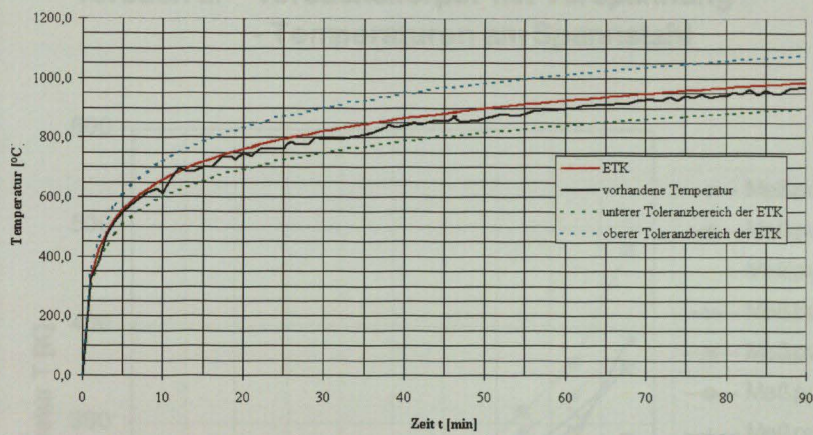


Bild A 18: Brandraumtemperatur Versuch 1 – Versuchskörper V2a

Versuch 2: Versuchskörper mit Vorspannung - Temperaturverlauf

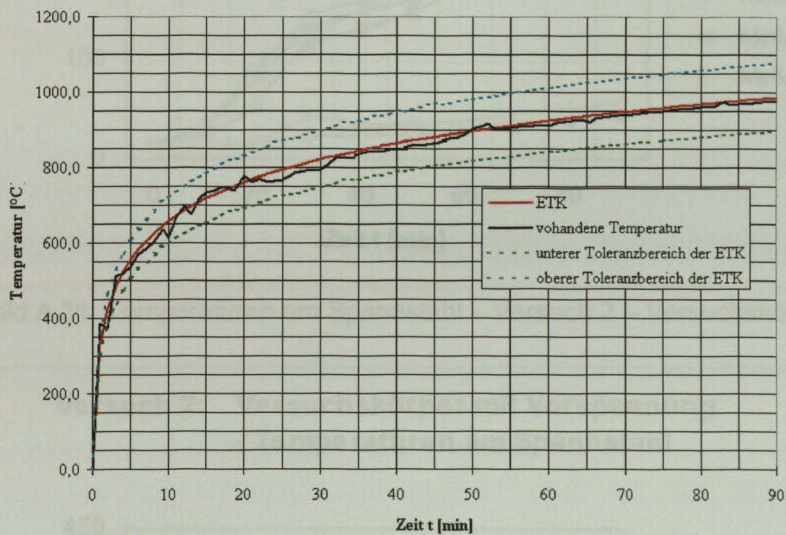


Bild A 19: Brandraumtemperatur Versuch 2 – Versuchskörper V2b

Versuch 3: Versuchskörper mit Vorspannung - Temperaturverlauf

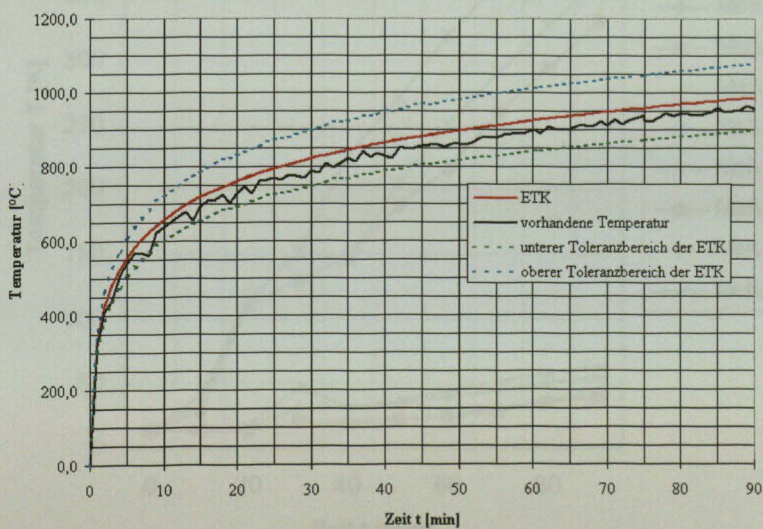


Bild A 20: Brandraumtemperatur Versuch 3 – Versuchskörper V2c

Versuch 2: Versuchskörper mit Vorspannung - Temperaturen am Spannsteel

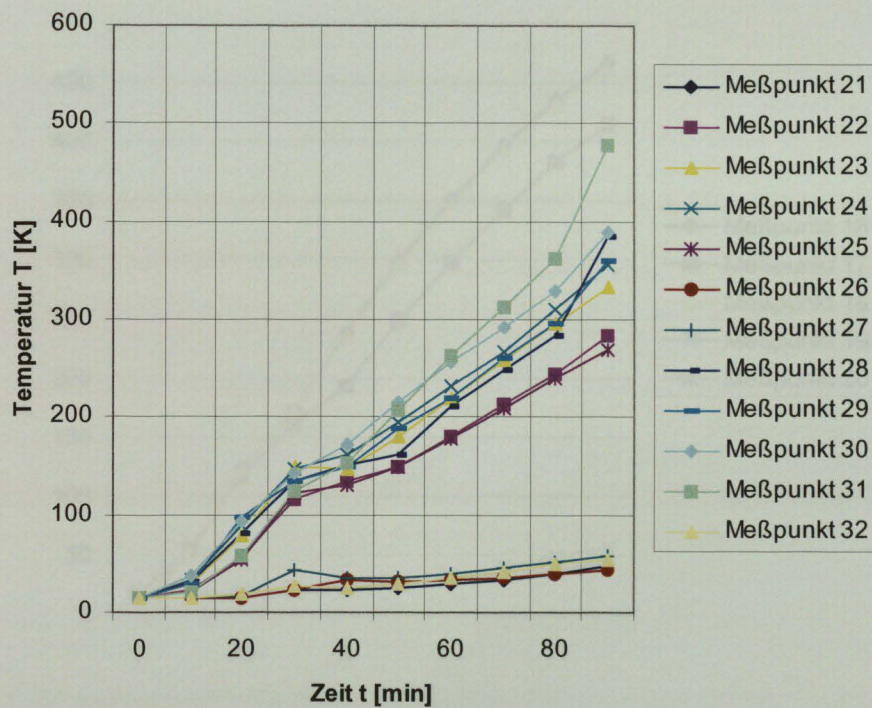


Bild A 21: Temperaturen am Spannsteel – Versuch 2 – Versuchskörper V2b

Versuch 2: Versuchskörper mit Vorspannung - Temperaturen am Spannsteel

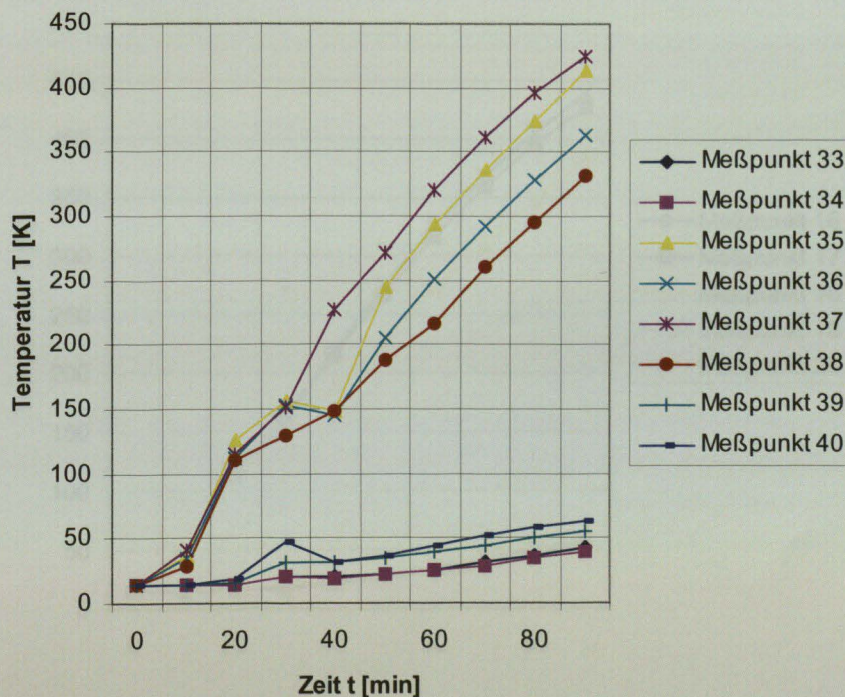


Bild A 22: Temperaturen oben und unten am Hüllrohr – Versuch 2 – Versuchskörper V2b

Versuch 1: Versuchskörper ohne Vorspannung - Temperaturen am Schlaffstahl

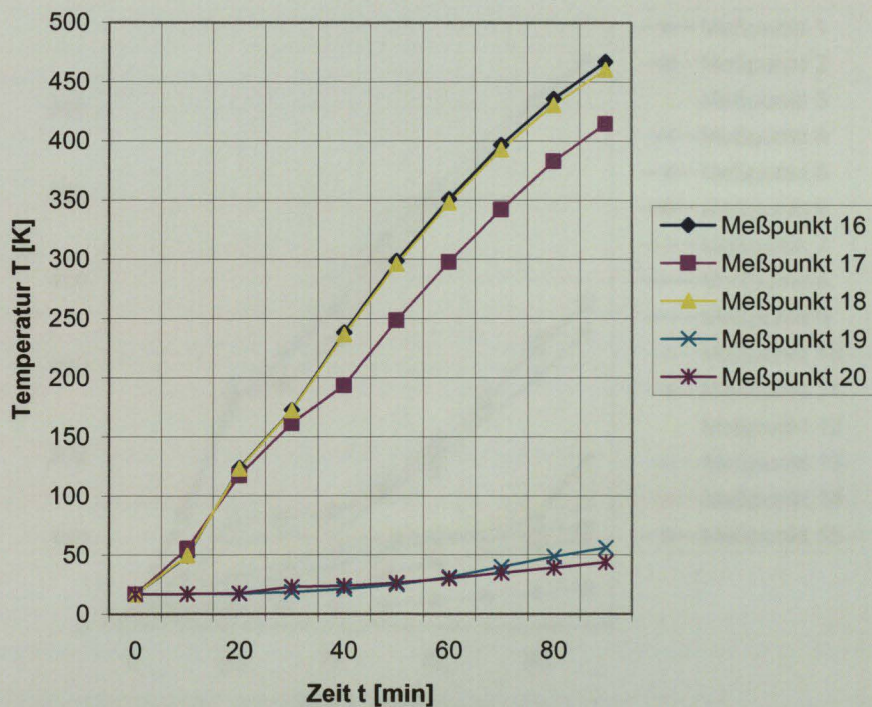


Bild A 23: Temperaturen am Schlaffstahl – Versuch 1 – Versuchskörper V2a

Versuch 2: Versuchskörper mit Vorspannung - Temperaturen am Schlaffstahl

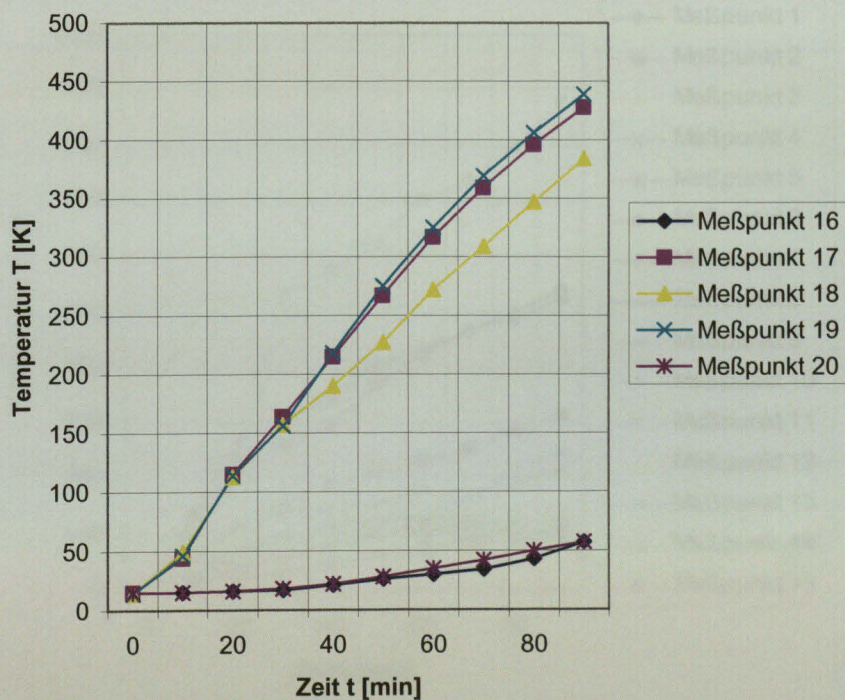


Bild A 24: Temperaturen am Schlaffstahl – Versuch 2 – Versuchskörper V2b

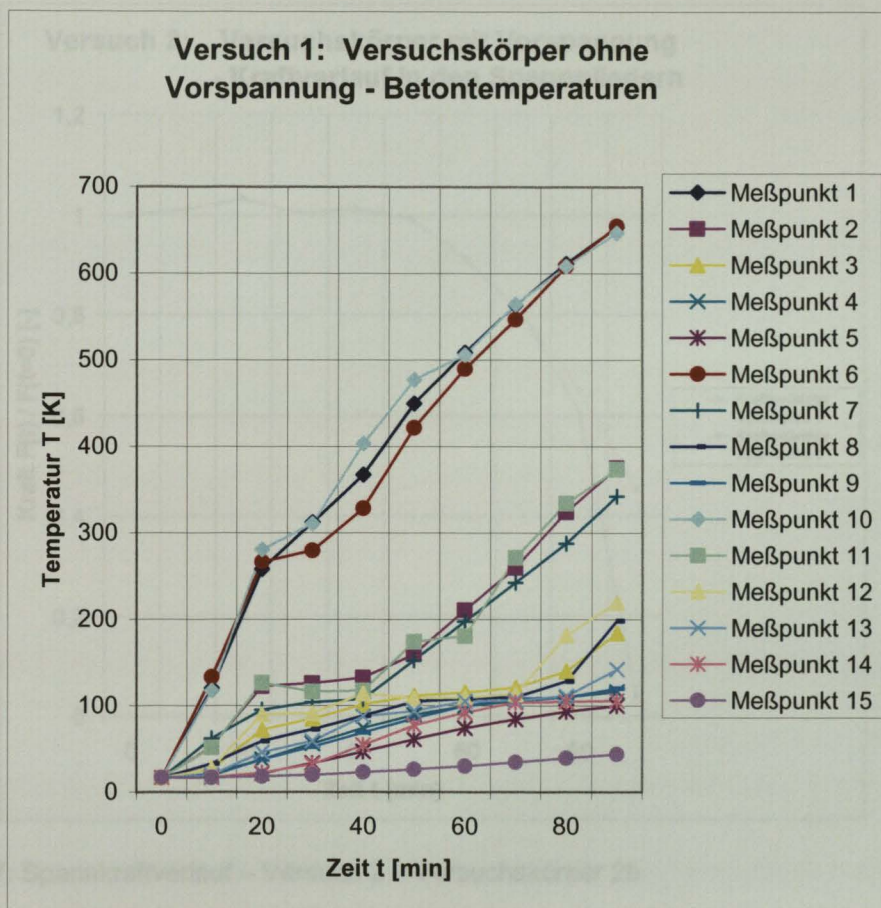


Bild A 25: Betontemperaturen – Versuch 1 – Versuchskörper V2a

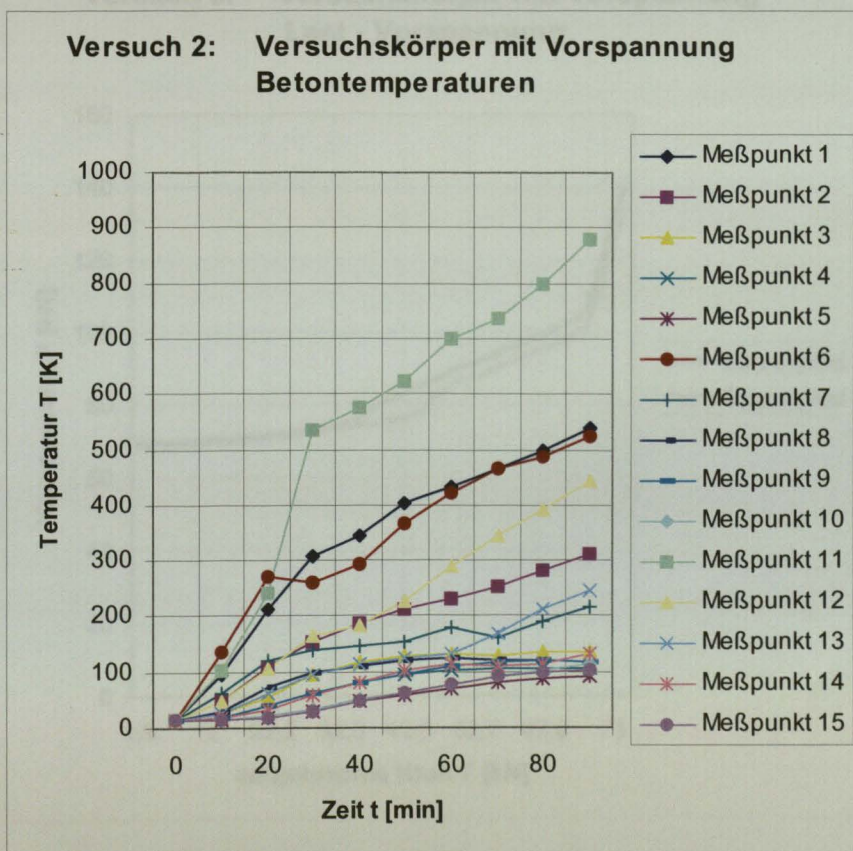


Bild A 26: Betontemperaturen – Versuch 2 – Versuchskörper V2b

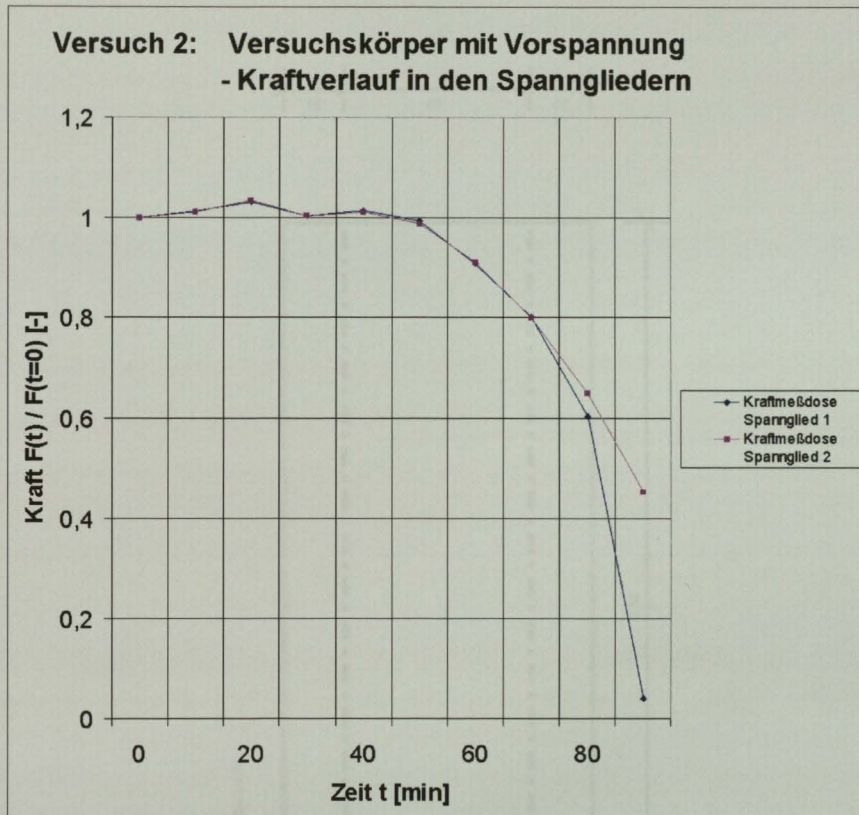


Bild A 27: Spannkraftverlauf – Versuch 2 – Versuchskörper 2b

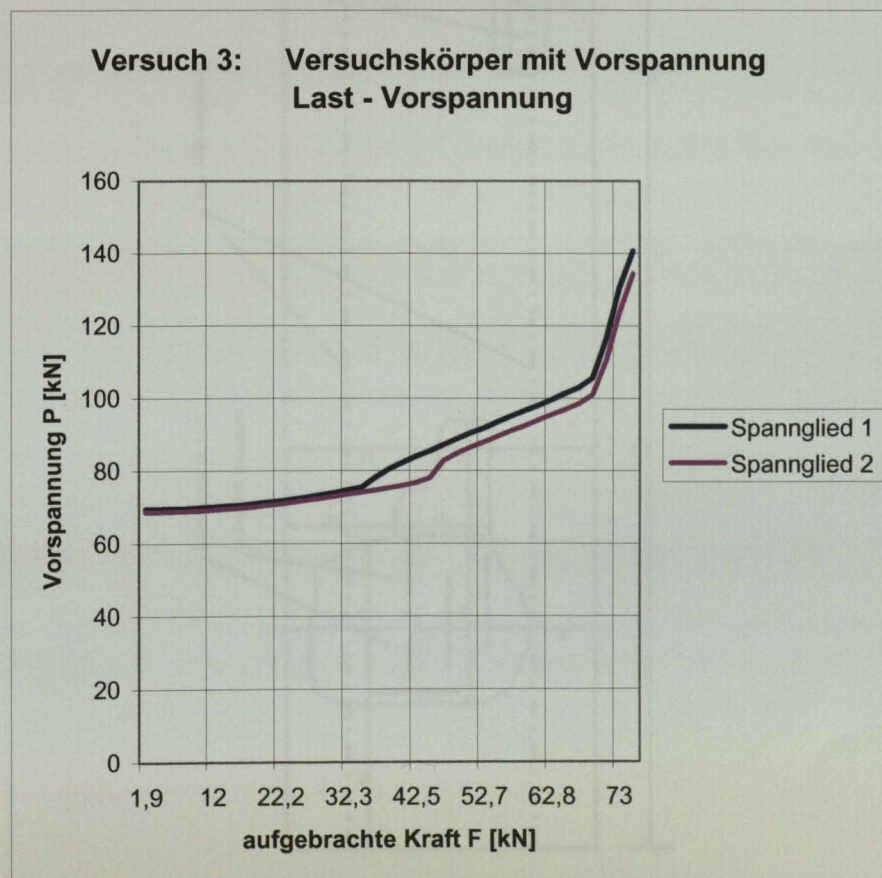


Bild A 28: Spannkraftverlauf bei Aufbringen der Bruchlast (kalt) nach Brandbeanspruchung – Versuch 3 – Versuchskörper V2c

Bild A 29: vermessene Abplatzungen – Versuch 2 – Versuchskörper V2b

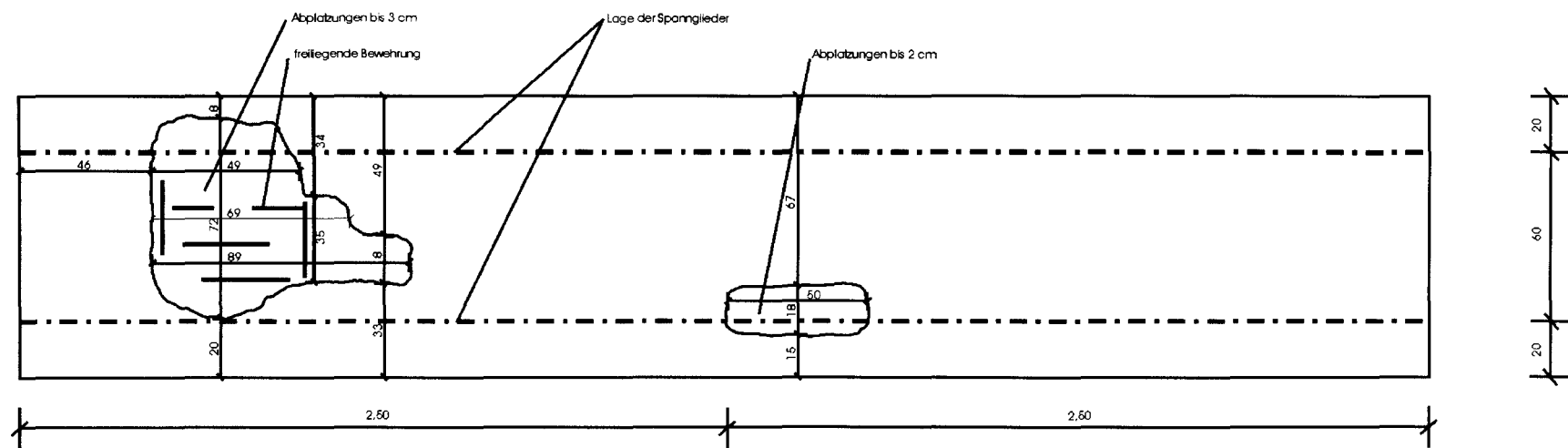




Bild A 30: Abplatzungen – Versuch2 – Versuchskörper V2b

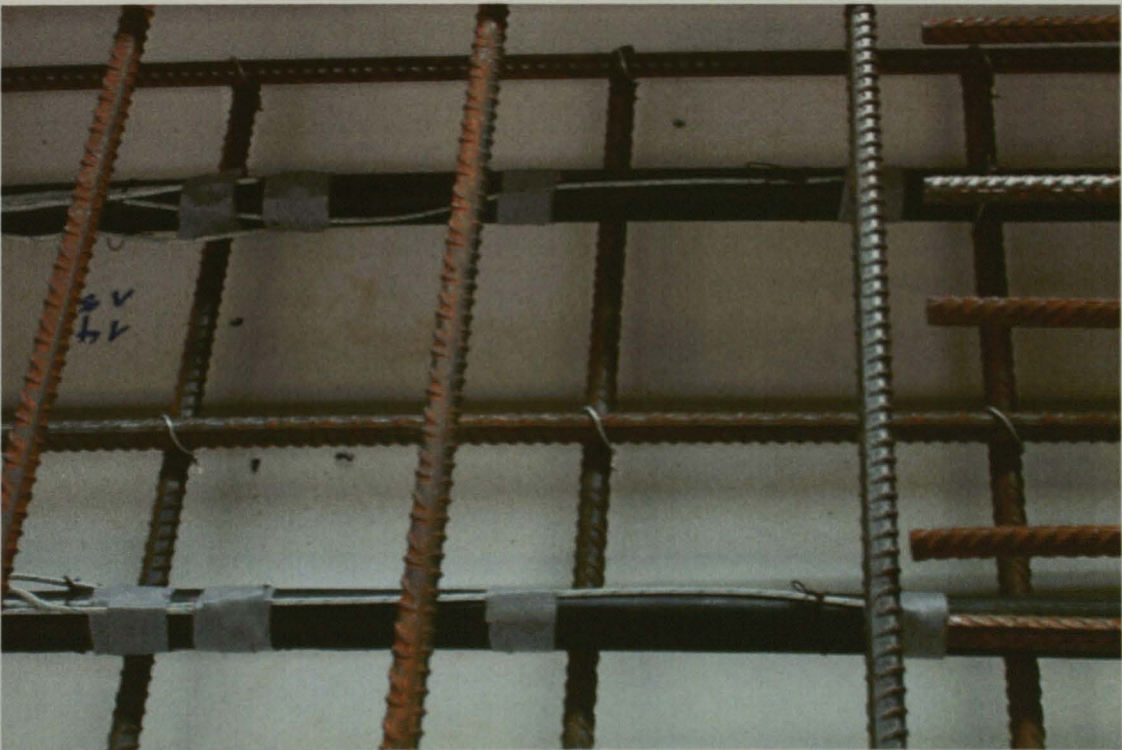


Bild A 31: Auf Spannstahl befestigte Thermoelemente



Bild A 32: verbleibende Durchbiegung nach Brandversuch 1 – ohne Vorspannung



Bild A 33: Durchbiegung und Rißbildung nach Brandversuch 1 (kalt) bei Erreichen der Bruchlast



Bild A 34: Rissbildung Unterseite nach Brandversuch 1 (kalt) bei Erreichen der Bruchlast



Bild A 35: Feuchtigkeitsbildung während des Brandversuches 3 (kalt)



Bild A 36: Rissbild nach Erreichen der Bruchlast nach Brandversuch 3 (kalt)



Bild A 37: Rissbild nach Erreichen der Bruchlast nach Brandversuch 3 (kalt)



Bild A 38: Herausziehen der Spannglieder nach Brandversuchen



Bild A 39: Prüfmaschine zur Aufbringung der Zugkraft und der Temperaturbeanspruchung zur Ermittlung der Restfestigkeiten des Spannstahls

24. Nov. 2005
30-0490/